



GROUPE DE TRAVAIL

# GUIDE DE REGLES PARASISMIQUES SIMPLIFIEES APPLICABLE A DES BATIMENTS COURANTS

VERSION 2.1.4

## Membres du groupe « RSPB »

Animateur	Eric Fournely	
Membres de l'action RSPB1	Marc Bouchon Xi Chen Luis Guillermo Dorca Wolfgang Jalil Yohan Jacquier	Nicolas Juraszek Thierry Lamadon Alain Langeoire Than Kien Vu
Membres de l'action RSPB2	Marc Bouchon Pierre Breul Wolfgang Jalil Nicolas Juraszek Sandrine Juster-Lermitte	Thierry Lamadon Alain Langeoire Mathilde Morvan Pierre Pena
<i>Ont également collaboré à l'action :</i>	Pierre-Eric Thévenin Patricia Balandier Dominique Ritzenthaler André de Chefdebien	Paul Sauvage Menad Chenaf ...

## AVANT-PROPOS

A compléter

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION – CONCEPTION.....</b>	<b>6</b>
1.1	LE RISQUE SISMIQUE .....	6
1.2	PRESENTATION DU GUIDE .....	6
1.3	DOCUMENTS ASSOCIES AU GUIDE .....	9
<b>2</b>	<b>DOMAINE COUVERT PAR LE GUIDE.....</b>	<b>10</b>
2.1	TYPLOGIE DES BATIMENTS ETUDIES .....	10
2.2	DECLINAISON DES TYPLOGIES EN FONCTIONS DES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION .....	11
2.2.1.1	Condition sur la présence de trémie(s) dans les planchers diaphragmes .....	11
2.2.1.2	Configurations pour les bâtiments en béton armé .....	12
2.2.1.3	Configurations pour les bâtiments en maçonnerie chaînée .....	13
2.2.1.4	Configurations pour les bâtiments en bois .....	15
2.3	NATURE DES SOLS ET SITES PRIS EN COMPTE.....	16
2.4	FONDATIONS.....	17
2.5	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	21
<b>3</b>	<b>PRINCIPE DE CALCUL ET METHODE D’UTILISATION DU GUIDE.....</b>	<b>22</b>
3.1	ACTIONS, .....	22
3.2	ANALYSE DE LA STRUCTURE ET MODELISATION .....	26
3.2.1	<i>Méthode de la force latérale et modèle spatial</i> .....	26
3.2.2	<i>Etapas successives pour la détermination des efforts repris par chaque contreventement</i> .....	27
3.3	UTILISATION DES TABLEAUX .....	28
3.4	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	29
<b>4</b>	<b>BATIMENTS EN BETON ARME .....</b>	<b>30</b>
4.1	TYPLOGIE ET MASSES DES BATIMENTS.....	30
4.1.1	<i>Généralités</i> .....	30
4.1.2	<i>Dimensions et formes des bâtiments</i> .....	30
4.1.2.1	<i>Généralités</i> .....	30
4.1.2.2	<i>Bâtiments d’habitation</i> .....	30
4.1.2.3	<i>Bâtiments de bureaux</i> .....	32
4.1.3	<i>Hypothèses de chargement</i> .....	34
4.1.3.1	<i>Charges permanentes</i> .....	34
4.1.3.2	<i>Charges d’exploitation</i> .....	34
4.2	MATERIAUX.....	36
4.2.1	<i>Caractéristiques minimales des matériaux</i> .....	36
4.2.2	<i>Caractéristiques du béton</i> .....	36
4.2.3	<i>Caractéristiques des armatures</i> .....	36
4.2.4	<i>Coefficients partiels pour situation sismique</i> .....	37
4.3	METHODE DE CALCUL.....	37
4.4	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES .....	37
4.5	TABLEAUX DE DIMENSIONNEMENT .....	40
4.5.1	<i>Présentation des tableaux</i> .....	40
4.5.2	<i>Application à une configuration donnée</i> .....	43
4.6	ANALYSE DES RESULTATS.....	48
4.7	NOTE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS .....	52
4.8	ANNEXE – METHODE DE CALCUL.....	53
4.8.1	<i>Action du séisme</i> .....	53
4.8.2	<i>Combinaisons des effets des composantes de l’action sismique</i> .....	53
4.8.3	<i>Classe de ductilité et coefficient de comportement</i> .....	53
4.8.4	<i>Analyse de la structure</i> .....	54
4.8.5	<i>Effets accidentels de torsion</i> .....	54
4.8.6	<i>Sollicitations dans les voiles de contreventement</i> .....	54
4.8.7	<i>Résistance des voiles de contreventement</i> .....	55
4.8.7.1	<i>Résistance aux sollicitations normales</i> .....	55
4.8.7.2	<i>Résistance aux sollicitations tangentés</i> .....	58
4.9	REFERENCES .....	61
<b>5</b>	<b>OUVRAGES EN MAÇONNERIE .....</b>	<b>62</b>
5.1	CHOIX DES MATERIAUX .....	62
5.1.1	<i>Définition des éléments de maçonnerie</i> .....	62

5.1.2	<i>Mortiers de jointoiement</i> .....	63
5.1.3	<i>Jointoiement des maçonneries</i> .....	63
5.1.4	<i>Béton de remplissage</i> .....	63
5.1.5	<i>Armatures</i> .....	64
5.2	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES MINIMALES POUR LES MAÇONNERIES CHAINÉES .....	64
5.3	DIMENSIONNEMENT SIMPLIFIÉ DES MURS DE CONTREVENTEMENT ET DES CHAINAGES .....	67
5.3.1	<i>Caractéristiques mécaniques des maçonneries</i> .....	67
5.3.2	<i>Cheminement des efforts sismiques dans un bâtiment à panneaux de contreventement en maçonnerie chaînée</i> .....	69
5.3.3	<i>Dimensionnement des chaînages horizontaux courants</i> .....	69
5.3.4	<i>Dimensionnement des chaînages verticaux</i> .....	70
5.3.5	<i>Vérification de la résistance de la maçonnerie</i> .....	72
5.4	TABLEAUX SIMPLIFIÉS .....	73
5.5	REFERENCES .....	82
<b>6</b>	<b>BATIMENTS EN BOIS.....</b>	<b>83</b>
6.1	INTRODUCTION ET DOMAINE D'APPLICATION.....	83
6.2	TYPLOGIE DES BATIMENTS ET GUIDE METHODOLOGIQUE DE CONCEPTION .....	83
6.2.1	<i>Etapas du principe de dimensionnement</i> .....	83
6.2.2	<i>Prise en compte de la torsion et illustration</i> .....	91
6.3	MASSE DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET NON STRUCTURAUX .....	96
6.3.1	<i>Murs extérieurs</i> .....	96
6.3.2	<i>Murs de refend ou contreventements intérieurs</i> .....	96
6.3.3	<i>Toiture</i> .....	96
6.3.4	<i>Toiture terrasse</i> .....	96
6.3.5	<i>Plancher-dalle massive</i> .....	97
6.4	CONSTITUTION ET RESISTANCE SISMIQUE D'UN CONTREVENTEMENT ELEMENTAIRE PAR VOILE TRAVAILLANT .....	97
6.4.1	<i>Bois massif</i> .....	97
6.4.2	<i>Panneaux</i> .....	97
6.4.3	<i>Pointes</i> .....	97
6.4.4	<i>Murs à ossature bois</i> .....	98
6.4.5	<i>Résistance d'un panneau élémentaire de contreventement (zone de dissipation)</i> .....	100
6.4.6	<i>Résistance des ancrages pour le contreventement</i> .....	103
6.4.7	<i>Résistance complémentaires à vérifier</i> .....	105
6.5	CONSTITUTION ET RESISTANCE SISMIQUE D'UN CONTREVENTEMENT PAR PALÉE DE STABILITE.....	107
6.5.1	<i>Bois massif</i> .....	107
6.5.2	<i>Assemblages</i> .....	107
6.5.3	<i>Palées de stabilité</i> .....	107
6.5.4	<i>Principe de dimensionnement parasismique pour des structures contreventées par triangulation</i> 108	
6.6	PRESCRIPTIONS POUR LA CONCEPTION DES BATIMENTS A OSSATURE BOIS A VOILES TRAVAILLANT ....	109
6.7	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX DIAPHRAGMES HORIZONTAUX.....	131
6.8	REFERENCES .....	134
<b>7</b>	<b>ANNEXES 135</b>	
7.1	ANNEXE 3-1 : SPECTRES DE CALCUL.....	136
7.2	ANNEXE 3-2 : DETAILS DES ETAPES DE LA PRISE EN COMPTE DES EFFETS DE LA TORSION D'AXE VERTICAL - METHODE RETENUE POUR LA PRISE EN COMPTE DE LA TORSION .....	140
7.3	ANNEXE 6-1 : DETERMINATION DES COURBES ENVELOPPE DEFINISSANT LE COEFFICIENT DE TYPOLOGIE 143	
7.4	ANNEXE 6-2 : ETUDE DETAILLEE DES DISTRIBUTIONS ETUDIEES POUR LE CALCUL DES COEFFICIENTS DE TORSION.....	149

# 1 Introduction – Conception

## 1.1 Le risque sismique

Parmi les catastrophes naturelles, le séisme est un événement qui peut conduire à des conséquences graves, en termes de dommages affectant les ouvrages de génie civil et les infrastructures, ainsi qu'en termes de pertes en vies humaines et de perturbations socio-économiques. Il convient de noter que la majorité des pertes en vies humaines est due à des effondrements partiels ou d'ensemble des bâtiments.

La puissance publique s'est préoccupée de prévenir le risque sismique par la mise en œuvre d'un cadre législatif et réglementaire [1-1] et [1-2], et par la commande de guides permettant de simplifier la prise en compte des exigences parasismiques pour des bâtiments courants.

Le territoire national est réparti en cinq zones de sismicité croissante (voir Figure 3.1 - § 3.1) :

- Zone 1 : sismicité très faible,
- Zone 2 : sismicité faible,
- Zone 3 : sismicité modérée,
- Zone 4 : sismicité moyenne,
- Zone 5 : sismicité forte.

Note : La zone 5 intéresse les Antilles et les zones 2 à 4 concernent la métropole, Mayotte et la Réunion. La zone 1 (zone pour laquelle le risque sismique n'est pas négligeable mais très faible) couvre une partie de la France européenne, la Guyane, Saint-Pierre et Miquelon. Pour la zone 1, aucune obligation réglementaire vis-à-vis du séisme n'est prescrite.

## 1.2 Présentation du guide

### *Objet du guide*

La réalisation du guide d'application des règles parasismiques au dimensionnement de bâtiments de faible hauteur en béton armé, en maçonnerie et en bois s'inscrit dans le cadre des demandes précitées de guides simplifiés faites par la puissance publique. Compte tenu de l'évolution des textes réglementaires et du nouveau zonage sismique national, le besoin a été ressenti d'établir ce guide dont l'objectif principal est de décrire des méthodes simples de dimensionnement des éléments structuraux de contreventement, en se fondant sur les méthodes de l'Eurocode 8, NF EN 1998-1 [1-3] et de l'annexe nationale associée [1-4].

### *Domaine couvert*

Ce guide intègre uniquement les actions incluses dans les vérifications en situation sismique. Les autres actions (telles que le vent) ne sont donc pas prises en compte dans les vérifications ou dimensionnements prescrits dans ce guide. Ces études devront être menées en parallèle des études sismiques.

Les ouvrages couverts par ce guide relèvent de la classe de bâtiments dite à risque normal. Ce sont plus particulièrement des bâtiments de faible hauteur ayant au maximum quatre niveaux au-dessus du rez-de-chaussée (R+4) dont la hauteur hors sol est limitée à 15 mètres. Ils appartiennent à la catégorie d'importance II selon la définition de l'arrêté relatif au risque normal [1-2]. Le nombre de niveaux, couvert par le champ de ce guide, dépend de la sismicité et de la technique de construction des bâtiments et/ou de leur système de contreventement.

Le guide s'applique aux constructions neuves.

Les zones de sismicité considérées sont les zones 3, 4 et 5. Il est rappelé qu'aucune exigence parasismique n'est demandée pour les structures visées par ce guide en zone 1 ou 2.

La classe de ductilité est la classe DCM (classe de ductilité moyenne).

Les classes de sol retenues dans le cadre du guide sont les classes A, B et C au sens de la NF EN 1998-1 [1-3]. Pour les autres classes de sols, correspondant à des sols de moins bonne qualité vis-à-vis du séisme, des études plus détaillées sont nécessaires.

Les éléments structuraux du système de contreventement vertical, qui doivent être continus du sommet de l'ouvrage aux fondations, sont les suivants :

- des voiles en béton peu armé et des noyaux (cages ascenseur, escalier) pour les bâtiments en béton,
- des murs en blocs de béton de granulats courants, en maçonnerie de terre cuite et en maçonnerie de béton cellulaire autoclavé pour les bâtiments en maçonnerie,
- des panneaux de voiles travaillant cloués pour les bâtiments en bois.

Les bâtiments ont des structures régulières en plan et en élévation au sens de la NF EN 1998-1 [1-3], à l'exclusion du respect strict de l'excentricité structurale en plan.

Pour les structures comportant des soubassements enterrés (au maximum une hauteur de sous-sol), ceux-ci doivent être contreventés uniquement par voiles (continuité des voiles de superstructure + complément de contreventement pour assurer une plus grande rigidité du soubassement par rapport à la structure supérieure).

La méthode d'analyse repose sur la méthode par forces latérales (article 4.3.3.2 de la NF EN 1998-1 [1-3]).

### *A qui s'adresse ce guide ?*

Il est un élément d'aide au Maître d'Ouvrage qui prévoit la réalisation des bâtiments d'ampleur limitée tel qu'évoqué précédemment.

Il s'adresse, en particulier, aux concepteurs (architectes, ingénieurs) en charge de la conception et du dimensionnement de ces bâtiments, ainsi qu'aux contrôleurs techniques pour juger du respect des prescriptions des règles parasismiques.

### *Structure du guide*

Après un rappel des principes de conception, un chapitre traite des actions sismiques à considérer, compte tenu de la zone de sismicité, de la nature du sol d'assise (classe de sol) et, dans le cadre de la détermination des capacités résistantes par calcul linéaire, du coefficient de comportement de structure. Ce coefficient, d'une valeur supérieure à 1, traduit la capacité de l'ouvrage à un comportement non linéaire sous l'action sismique.

Il est ensuite décrit la méthode d'analyse par la méthode des forces latérales à laquelle est associée une déclinaison des étapes qui permettent d'obtenir, pour chaque élément structural du contreventement vertical, le torseur des efforts à chaque niveau.

Les trois chapitres suivants concernent les bâtiments en béton armé, en maçonnerie et en bois.

Chacun de ces chapitres est constitué comme suit :

- Typologie et configurations des bâtiments considérés,
- Hypothèses de chargement et combinaisons des actions,
- Description de la méthode d'analyse,
- Tableaux de dimensionnement des éléments structuraux du contreventement vertical. Un tableau correspond à une configuration, à un nombre de niveau (R+1 ; R+2 ; R+3 ; R+4), à une zone de sismicité (3, 4, 5) et à une classe de sol (A, B, C).

Une annexe détaille les spectres de réponse retenus, la prise en compte de la torsion, les masses spécifiques des structures en bois.

### *Comment utiliser ce guide ?*

L'utilisation du guide conduit à la déclinaison des étapes suivantes :

1. Vérification de l'appartenance du bâtiment au domaine couvert par le guide (le bâtiment à concevoir est-il un petit bâtiment d'au plus R+4, de forme régulière, de catégorie d'importance II? ...).

2. Identification de la zone de sismicité et la classe de sol du site considéré (où se situe le bâtiment à concevoir ?).
3. Choix des matériaux constitutifs du système de contreventement. Il convient de noter que seuls les bâtiments en béton armé couvrent l'ensemble des zones de sismicité (zones 3 à 5) associées au nombre de niveaux (R+1 à R+4) et aux classes de sol (A à C).
4. Détermination de la conception du bâtiment et du système de contreventement ; détermination du coefficient de comportement et lecture du paragraphe 3-2 du guide qui donne la valeur de l'accélération sismique de calcul à appliquer à la masse du bâtiment en fonction de la zone de sismicité, de la classe de sol et de la valeur du coefficient de comportement.
5. Analogie avec les configurations considérées dans le guide et utilisation des tableaux de dimensionnement pour aider au dimensionnement des éléments verticaux du contreventement.
6. Poursuite du dimensionnement de tous les éléments structuraux qui appartiennent à la structure résistante, en particulier, les éléments structuraux des planchers et de la toiture.

L'utilisation des tableaux de dimensionnement de ce guide correspond à une méthode simplifiée basée sur des calculs enveloppe. Cependant les éléments fournis tout au long de ce guide permettent de se rapprocher de méthodes s'appuyant sur des calculs plus précis.

### *Principe de conception*

La considération de principes de conception et de dispositions constructives parasismiques associés à une qualité de la construction est essentielle pour obtenir un comportement sismique optimal d'un bâtiment dégageant des marges au-delà de l'action sismique de dimensionnement.

En conséquence, les règles parasismiques (cf. NF EN 1998-1 [1-3]) décrivent des principes de conception et des critères de régularité des structures. L'objectif est d'obtenir sous séisme une déformation homogène des éléments structuraux constitutifs du système de contreventement et de limiter les effets de torsion.

La mise en œuvre de dispositions constructives (dispositions d'armatures, assemblages, ancrages, etc.) a pour objectif l'obtention d'un comportement ductile des éléments structuraux de contreventement et la capacité d'une déformation élastoplastique de ces éléments.

Les principes de conception sont conformes aux principes de base de la NF EN 1998-1 ; En particulier, il est recherché une simplicité de la structure ; Les bâtiments sont de forme proche d'un parallélépipède. Les éléments structuraux verticaux sont répartis régulièrement suivant les deux directions horizontales parallèles aux plans des façades. Ils sont continus de la base de la structure étudiée jusqu'au dernier niveau. Les diaphragmes horizontaux constitués par les planchers sont rigides suivant leur plan. Les principes de construction des éléments structuraux de contreventement vertical sont présentés dans le chapitre 2 – « Domaine couvert ». Par ailleurs, une partie minimale du contreventement vertical est située au droit des façades ou en périphérie du bâtiment.

La typologie des bâtiments et les configurations correspondantes sont présentées de manière synthétique dans la chapitre 2 et elles sont reprises de manière plus précise dans chacun des chapitres spécifiques aux bâtiments en béton armé, en maçonnerie et en bois.

Les fondations sont constituées, soit d'un radier général en béton armé, soit de semelles filantes sous les éléments verticaux de contreventement reliées par des longrines. Le dimensionnement de ces fondations n'est pas intégré dans ce guide, seul un exemple est donné pour illustrer cette démarche.

### *Dispositions constructives*

Les dispositions constructives relatives à la classe de ductilité DCM au sens de la NF EN 1998-1 sont à considérer. Elles sont explicitées et illustrées dans un guide réalisé par l'AFPS : « Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie » [1-8].

## 1.3 Documents associés au guide

Les documents à associer à ce guide sont présentés ci-après. Les versions utilisées sont celles en vigueur au 1<sup>er</sup> septembre 2013.

### Textes législatifs - règlements

- [1-1] MEDDE Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique NOR: DEVP0910497D, version consolidée du 25 octobre 2010
- [1-2] MEDDE Arrêté du 22 octobre 2010 consolidé relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » NOR: DEVP1015475A JORF n°0248 du 24 octobre 2010

### Normes

- [1-3] NF EN 1998-1 Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [1-4] NF EN 1998-1/NA Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1

### Guides

- [1-5] AFPS-SECED Guide pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton selon l'Eurocode 8. Institution of structural Engineers. Mai 2010
- [1-6] CN/PS, AFPS, CSTB Règles de conception et de réalisation des maisons individuelles et bâtiments assimilés, en France, selon la norme NF EN 1998-1:2005. Règles pour les zones de sismicité 3 et 4, dites « CPMI-EC8/Z3-Z4 », version A19, CSTB, Y06-57-0001835 – AFPS, Y09-09-0000485, janvier 2011 ;
- [1-7] CN/PS, AFPS, CSTB Règles de conception et de réalisation des maisons individuelles et bâtiments assimilés, en France, selon la norme NF EN 1998-1:2005. Règles pour les zones de sismicité 5, dites « CPMI-EC8/Z5 », version A4, CSTB, Y06-57-0001835 – AFPS, Y09-09-0000485, janvier 2011 ;
- [1-8] AFPS, « Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie » AFPS, Presses des Ponts, 2<sup>ème</sup> édition, mai 2011.

## 2 Domaine couvert par le guide

Le domaine couvert par le présent guide se limite aux bâtiments courants destinés à un usage d'habitation et de bureaux implantés en zones sismiques 3, 4 ou 5. Ce guide intègre uniquement les actions incluses dans les vérifications en situation sismique. L'action du vent n'est donc pas prise en compte dans les vérifications ou dimensionnements prescrits dans ce guide.

### 2.1 Typologie des bâtiments étudiés

Les limites des critères définissant la typologie des bâtiments couverts par le présent guide évoluent d'une technique de construction à une autre en fonction des habitudes de construction et des capacités des techniques retenues. D'une manière générale, le guide est relatif aux bâtiments de forme proche d'un rectangle en plan limité en élancement. Les bâtiments visés n'excèdent pas 15 mètres de haut. Ils sont construits sur soubassements ou sous-sol (pas plus d'un niveau) plus rigides que la structure des étages. Les contreventements sont continus de la base au sommet des structures étudiées. Une partie minimale du système de contreventement doit être mise en œuvre au droit des façades ou murs périphériques. Le tableau 2-1 récapitule l'ensemble des critères généraux de typologie et ceux relatifs à chacune des techniques de construction. L'exigence de diaphragmes horizontaux rigides est assurée par la présence de plancher avec des trémies limitées (cf. §2.2.1.1). Dans le cas de comble non aménagés, Il est indispensable de mettre un diaphragme sous entrails efficace. Des dispositions adaptées sont données dans le guide des dispositions constructives parasismiques [2-5].

DOMAINE COUVERT PAR LE GUIDE			
critères généraux	classe de ductilité, usage et implantation	<b>Classe de ductilité moyenne pour les bâtiments : DCM</b>	
		Bâtiments à usage d'habitation ou de bureaux.	
		Sols de classe A, B ou C, hors zones d'anomalies (sols homogènes)	
		Altitude du site inférieure à 1000 m	
		Possibilité de présence d'une surface de vente en rez-de-chaussée	
		Escaliers limités à 5% de la surface d'étage	
	Archivages, pour bâtiments de bureaux, limités à 5% de la surface d'étage, positionnement sensiblement central		
	exigences structurales	Bâtiments à diaphragmes horizontaux rigides et dimensionnés en capacité	
		Bâtiments construits sur soubassement, ou sous-sol, rigide de même surface que les étages	
		Continuité des porteurs verticaux	
		Continuité verticale des contreventements	
	Une partie du contreventement est implantée dans les murs périphériques		
conditions géométriques	Bâtiments réguliers en élévation		
	Au maximum R+4 - Hauteur ≤15 m		
	Au maximum 950 m <sup>2</sup> - maximum d'élancement en plan : 4 - Au maximum une diagonale de plancher de 53 m		
	Forme horizontale proche d'un rectangle		
hauteur maximale de l'éventuel sous-sol : 2,50 m			
critères spécifiques à chaque technique de construction	<b>Bâtiments en béton armé</b>	<b>Bâtiments en maçonnerie</b>	<b>Bâtiments en bois</b>
	Hauteur maxi d'étage courant : 2,75 m Hauteur maximale du RdC : 3,50 m	Hauteur maximale d'étage : 2,80 m	Hauteur maxi d'étage courant : 2,75 m Hauteur maximale du RdC : 3,20 m
	Bâtiments réguliers en plan	Bâtiments réguliers en plan	4 classes de symétrie de distribution des contreventements
	Configurations prédéfinies	pas de configuration prédéfinie	Pas de configuration prédéfinie
	de 22,5x15 à 49,5x15 pour les bâtiments à usage d'habitation	Répartition symétrique des contreventements dans chaque direction	Différence entre rectangle enveloppe et forme plancher ≤ 5%
	+ balcon périphérique de 1 m de large	maximum R+2	maximum R+2
	de 22x18 à 49,5x18 pour les bâtiments à usage de bureaux	surface maximale d'étage : 500 m <sup>2</sup> pour un RdC, 400 m <sup>2</sup> pour les R+1 et R+2	surface maximale d'étage : 360 m <sup>2</sup>
		la dissymétrie d'implantation des contreventements est limitée à 20%-80% dans une direction et 45%-55% dans l'autre	20% contreventement au minimum en façade dans une direction, 60% en façade dans l'autre direction élancement maximal en plan : 2

Tableau 2-1 : Typologie des bâtiments couverts par le présent guide

## 2.2 Déclinaison des typologies en fonctions des techniques de construction

Ce paragraphe regroupe les limites du domaine d'application du guide pour chacune des techniques de construction retenues : bâtiments en béton armé, bâtiments en maçonnerie et bâtiments en bois, mais aussi pour ce qui concerne la conception des trémies dans les planchers. Ces limites sont reprises en début de chaque chapitre liées à une technique de construction. Les charges permanentes et d'exploitation prises en compte sont rappelées dans chacun de ces chapitres. Les exigences sur les matériaux à mettre en œuvre font l'objet du chapitre 3.

### 2.2.1.1 Condition sur la présence de trémie(s) dans les planchers diaphragmes

Avant d'expliciter les limites du domaine d'application liées aux différentes techniques de construction, il est important de rappeler que les trémies peuvent fortement impacter la rigidité des planchers ainsi que la répartition des efforts sismiques dans la structure. L'implantation et la géométrie des ouvertures des circulations verticales dans les planchers (trémies pour escaliers, ascenseurs...) doit donc être choisie de manière judicieuse. La figure 2-1 synthétise les conditions géométriques imposées à ces trémies dans le cadre de ce guide afin de respecter une bonne conception parasismique. Toute autre géométrie nécessite une étude spécifique hors cadre de ce guide.

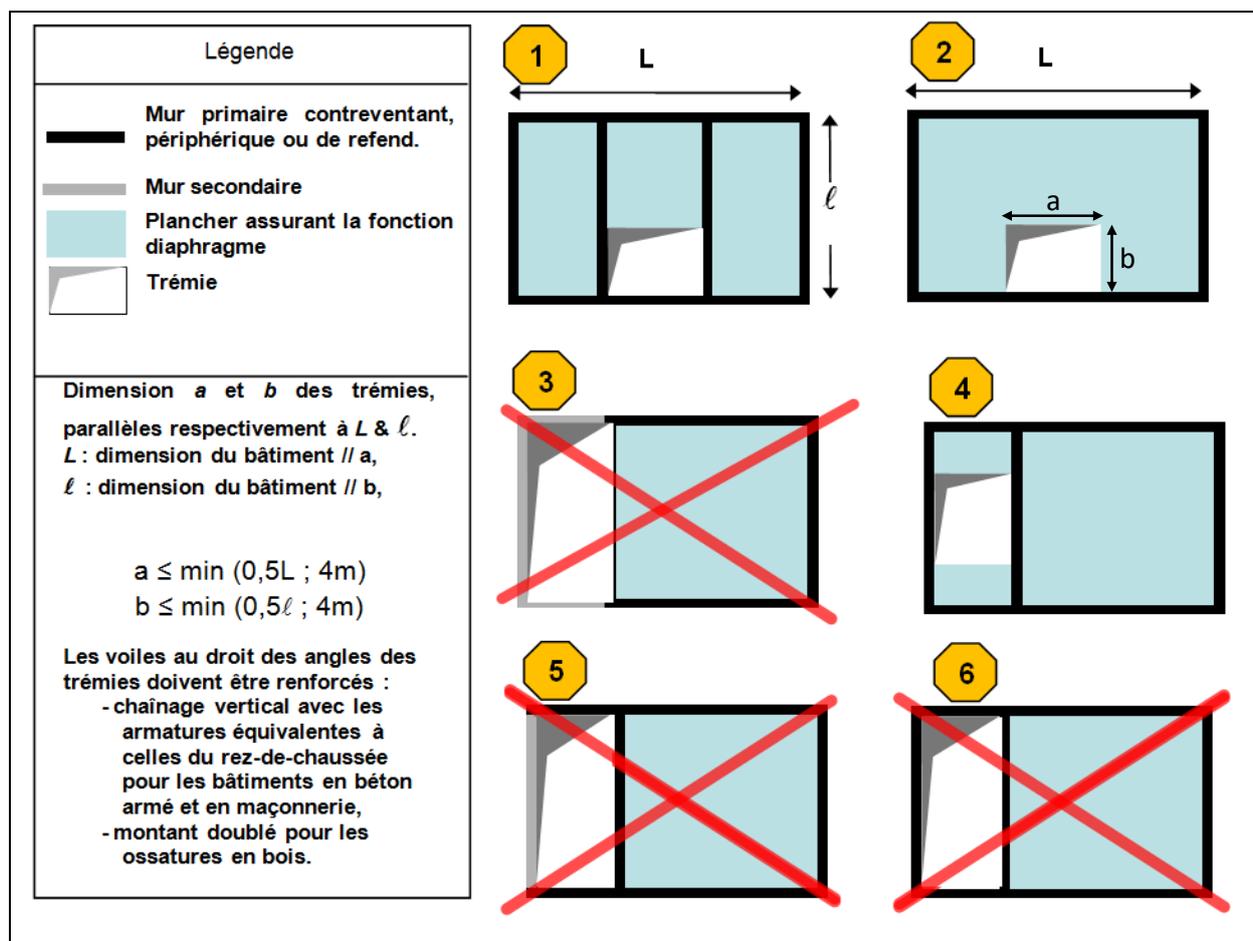


Figure 2-1 : Conditions relatives à l'implantation et aux dimensions des trémies

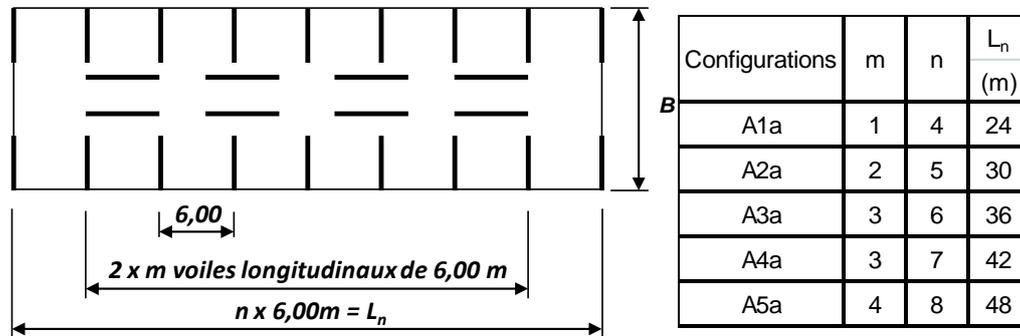
### 2.2.1.2 Configurations pour les bâtiments en béton armé

Les bâtiments sont de forme rectangulaire en plan, avec un rapport longueur sur largeur limité à 4. Ce sont au maximum des bâtiments R+4 avec une terrasse non accessible. Ils sont construits sur un soubassement rigide pouvant être constitué par un sous-sol monolithique. Le maximum de la plus grande dimension en plan des bâtiments est de 25 à 50 m suivant la région d'implantation du bâtiment (cf. tableau 4.1). La hauteur maximale du rez-de-chaussée est 3,50 m, celle des autres étages de 2,75 m pour les bâtiments d'habitation et 3,50 m pour les bâtiments de bureaux. Tous les voiles de contreventement présents en élévation sont reconduits dans la hauteur du sous-sol, l'épaisseur minimale des voiles est de 180 mm, celle des planchers courants est de 180 mm et celle du plancher du rez-de-chaussée est de 200 mm.

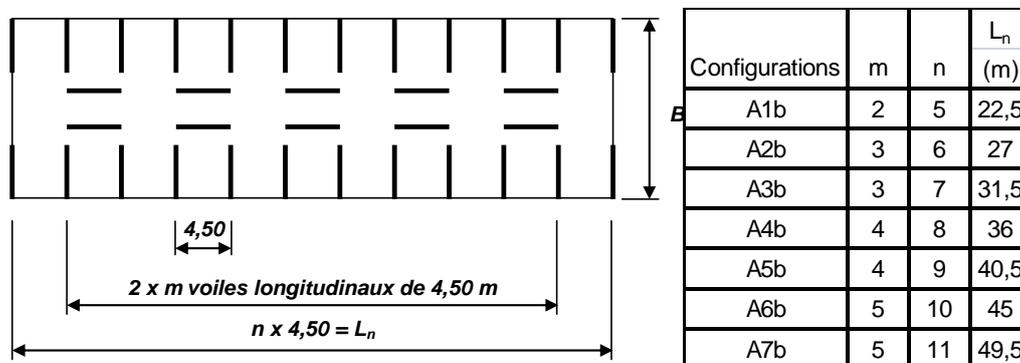
La largeur des bâtiments d'habitation est fixée à 15,00 m. Deux configurations sont retenues pour ces bâtiments d'habitation :

- avec des portées de plancher de 6,00 m,
- avec des portées de 4,50 m.

Cinq longueurs de bâtiments sont paramétrées pour la configuration (a), 7 pour la configuration (b). Les figures 2-2 et 2-3 synthétisent ces configurations pour (a) et (b) respectivement. La figure 2-4 donne une coupe verticale schématique pour le maximum de niveaux couverts par ce guide.



**Figure 2-2 :** Configurations en plan pour les bâtiments d'habitation avec entraxe de 6,00 m – A1a à A5a –



**Figure 2-3 :** Configurations en plan pour les bâtiments d'habitation avec entraxe de 4,50 m – A1b à A7b –



**Figure 2-4 :** Coupe verticale schématique d'un bâtiment d'habitation en béton armé avec le nombre maximal de niveaux prévus dans le domaine couvert par le guide RSPB

Pour les bâtiments de bureaux, les configurations sont à un ou deux noyaux en fonction de leur longueur. La largeur des bâtiments de bureaux est fixée à 18,00 m. La figure 2-5 synthétise la configuration en plan des bâtiments de bureaux. La coupe verticale schématisée est la même que pour les bâtiments d'habitation (cf. figure 2-4)

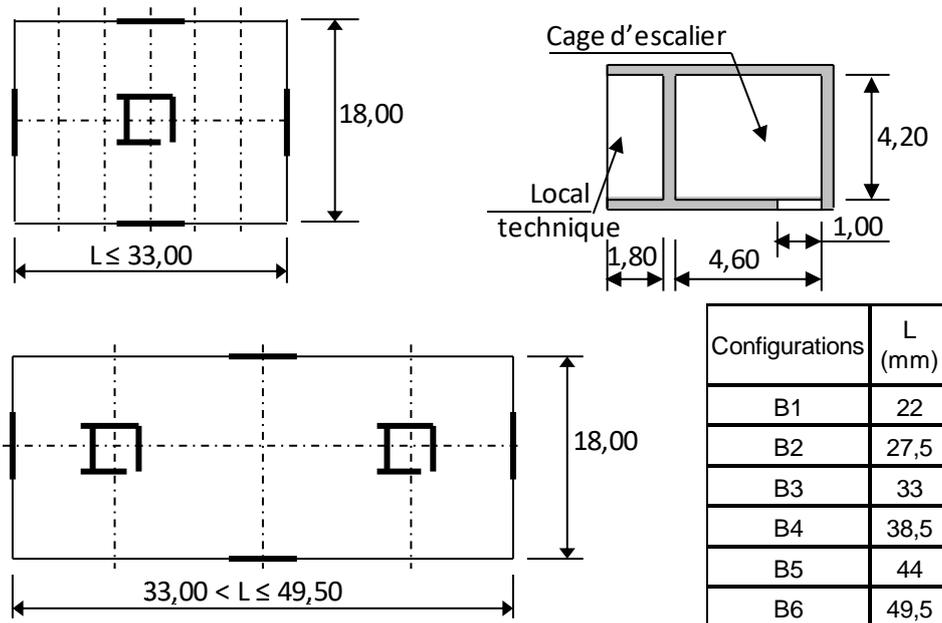


Figure 2-5: Configurations en plan pour les bâtiments de bureaux – B1 à B6 –

### 2.2.1.3 Configurations pour les bâtiments en maçonnerie chaînée

Les bâtiments en maçonnerie chaînée sont limités aux bâtiments de type R+2 au plus, ils comportent des murs de contreventement de hauteur inférieure ou égale à 2,80 m, et sont réalisés en maçonnerie chaînée au sens de la NF EN 1998-1.

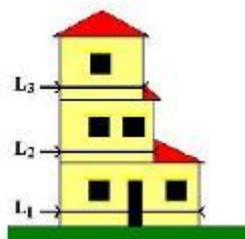
Les conditions d'utilisation de ces règles simplifiées sont les suivantes :

- La surface rectangulaire projetée au sol de la construction est inférieure ou égale à 500 m<sup>2</sup> pour un bâtiment de type R+0 et à 400 m<sup>2</sup> pour un bâtiment de type R+1 ou R+2.
- Le poids propre du plancher (revêtements de sol et cloisons compris) ne doit pas excéder 650 kg/m<sup>2</sup>.
- Le bâtiment peut présenter des retraits en élévation (R+1 et R+2) dans les limites illustrées en figure 2-6 :

Cas 1 : 2 retraits

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

$$\text{et } \frac{L_2 - L_3}{L_2} \leq 0,10$$



Cas 2 : 1 retrait

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

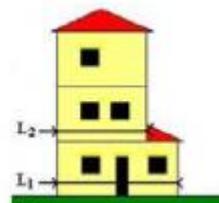
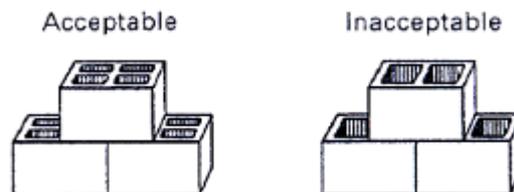


Figure 2-6 : Configurations en élévation possibles pour les bâtiments en maçonnerie

- Des murs de contreventement doivent être disposés selon deux directions orthogonales et doivent être continus sur toute la hauteur du bâtiment. Toutefois, deux murs peuvent être considérés comme parallèles si l'angle entre leurs plans ne dépasse pas 15° ;
- L'élançement en plan du bâtiment ( $L_x/L_y$ ,  $L_x$  étant la plus grande dimension) doit être inférieur ou égal à 2,0.
- La somme des surfaces en retrait par rapport au polygone convexe circonscrit au plancher ou à la charpente faisant office de diaphragme ne doit pas avoir une dimension supérieure à 30% de la surface du plancher. Aucune partie en retrait ne peut excéder 10% de la surface du plancher, avec une limite totale de 6 retraits. Les balcons doivent être inclus dans le contour du plancher lors de l'évaluation de sa surface. La vérification doit être effectuée à chaque niveau.
- Il est nécessaire d'avoir dans au moins une direction, deux murs parallèles situés en façade ayant une longueur supérieure ou égale à 30 % de la longueur du bâtiment dans la direction considérée.
- Le rapport des longueurs cumulées  $L_{Tx}$  et  $L_{Ty}$  des murs de chaque direction doit être compris dans l'intervalle suivant :

$$0,8 \leq \frac{L_{Tx}}{L_{Ty}} \leq 1,25$$

- La longueur cumulée des murs de contreventement en refend ne doit pas être supérieure ou égale à 25 % de la longueur totale des murs de contreventement.
- Le pourcentage de murs dans chaque direction, et situés de part et d'autre d'une ligne parallèle à la direction considérée passant par le centre de masse du plancher, doit être compris entre 30 et 70 % pour une direction et entre 45 et 55 % pour l'autre direction ;
- La surface de plancher  $S_p$  reposant sur chacun des murs de contreventement (au sens de la descente de charges) doit être inférieure ou égale à la surface  $S_{p,max}$  indiquée dans les tableaux fournis au chapitre 5.  
La surface  $S_{p,max}$  dépend de la longueur du mur, du nombre de niveaux et du type de mur (mur de façade ou refend).
- Les éléments de maçonnerie utilisés ont une épaisseur minimale de 15 cm pour les éléments pleins ou assimilés (groupe 1) et de 20 cm pour les autres types (NF EN 1998-1 § 9.5.1 tableau 9.2 AN). Les différents types sont :
  - des blocs creux en béton de granulats courants,
  - des blocs pleins en béton de granulats courants ou de béton cellulaire autoclavé, ou, par assimilation, des blocs perforés à perforations verticales,
  - des briques creuses de terre cuite à perforations verticales.
  - les éléments creux (groupe 2 ou 3) doivent comporter au moins une paroi intermédiaire orientée parallèlement au plan du mur (Figure 2-7).



**Figure 2-7** : Exemple d'éléments du groupe 2 ou 3 (éléments creux) avec cloison centrale porteuse

- Tous les types de mortiers sont utilisables (mortier d'usage courant, mortiers colles...) à condition qu'ils aient une résistance minimale  $f_{m,min} = 10$  MPa pour les maçonneries chaînées.

### 2.2.1.4 Configurations pour les bâtiments en bois

Les critères spécifiques au domaine couvert par le guide pour les bâtiments en bois sont les suivants :

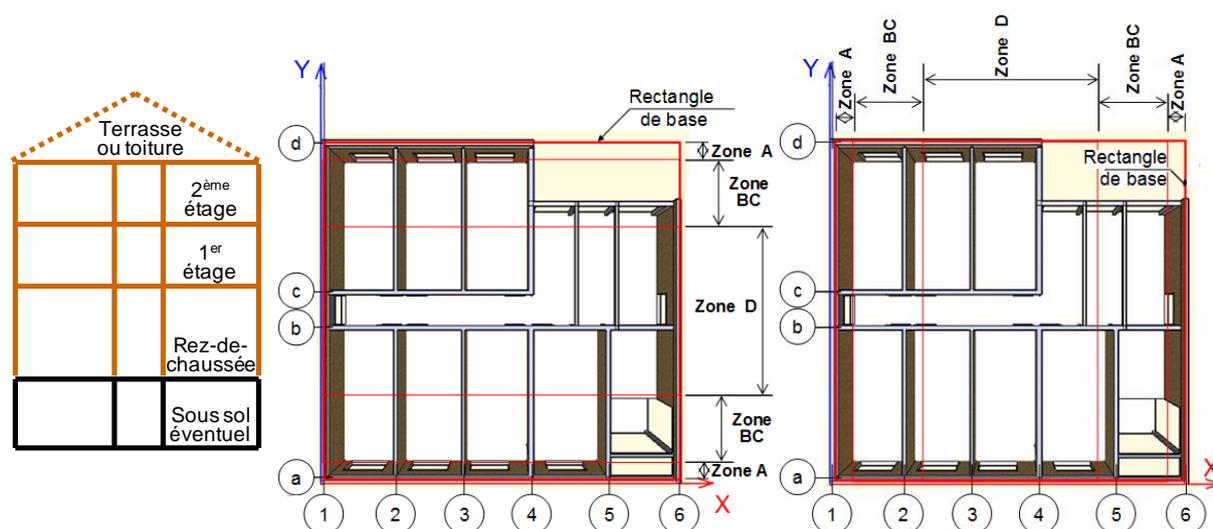
- Les ouvrages en bois de ce guide sont limités à une emprise au sol de 350 m<sup>2</sup>.
- Leur forme en plan doit être suffisamment compacte ; elle doit s'inscrire dans une forme rectangulaire dont le rapport longueur sur largeur doit être compris entre 1 et 2. Cette forme peut toutefois présenter des angles rentrants à la condition que les différences de surfaces entre le rectangle enveloppe et la forme réelle en plan n'excède pas 5%.
- Les trémies doivent être limitées en nombre et en surface. Le guide autorise une trémie permettant le passage d'un escalier par plancher à condition de respecter les principes du §2.2.1.1.
- Les contreventements internes, quand ils sont limités à deux files, doivent être espacés au minimum de 1,50 m ou du dixième de la dimension du bâtiment (dans la même direction).
- L'ensemble des typologies de contreventement retenues pour la détermination de l'enveloppe des résultats de calcul est synthétisé dans le tableau 7-4-1 (§7-4, annexe 6-2). Le guide ne traite que des bâtiments qui présentent au moins 20% du contreventement en façade dans une direction donnée. Dans cette configuration de faible pourcentage de contreventement en façade dans une direction, le guide exige une présence d'au moins 60% du contreventement en façade dans la direction perpendiculaire. Ce cas limite correspond à l'exemple spécifique traité dans le chapitre 6 (20% de contreventement dans les façades orientées suivant X et 60% de contreventement dans les façades orientées suivant Y (suivant les pignons).

La distribution en symétrie des contreventements doit respecter l'un des critères suivants :

- distribution I :  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$  (parfaitement symétrique pour toutes les zones dans les deux directions),
- distribution II :  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$  pour une des zones dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$ ,
- distribution III :  $\frac{3}{4}$  -  $\frac{1}{4}$  pour une zone, hors zone A, et dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$ , ou 2 fois  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$  et 2 fois  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$ ,
- distribution IV : 4 fois  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$

Les zones A, B-C et D et la coupe verticale schématisée (à nombre maximal d'étages) sont définies sur la figure 2.8, de la manière suivante :

- zone A espace périphérique du rectangle dans lequel s'inscrit l'ouvrage. Sa largeur est égale à 5% de la longueur ou de la largeur de ce rectangle. Cette zone correspond à l'appellation « en façade » dans le texte
- Zone B-C espace compris entre 90 et 50% de la longueur ou de la largeur du rectangle de base,
- Zone D espace central limité à 50% du rectangle de base.



**Figure 2-8 :** Coupe verticale schématisée correspondant au maximum de niveaux prévus par le guide et configurations en plan avec illustration des différentes zones de positionnement des contreventements

## 2.3 Nature des sols et sites pris en compte

Les classes de sol retenues dans le cadre du domaine d'application de ce guide sont les classes A, B ou C définies dans l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1.1). Il s'agit de sol présentant une portance suffisante pour permettre l'utilisation de fondations superficielles pour les bâtiments. Les critères d'appartenance à ces catégories sont définis à partir de résultats d'essais qui toutefois relèvent plus de la géophysique que de la géotechnique usuelle (vitesse moyenne de cisaillement sur les 30 premiers mètres du sol de fondation par exemple), cf. tableau 2-2. Ce classement est relatif à un sol « homogène », sans anomalies spatiales. La norme NFP 94-500 de décembre 2006 précise le contenu et l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique. Le guide AFPS-SECED pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton selon la NF EN 1998, comporte un tableau donnant une description simplifiée de la stratigraphie du sol et complète le tableau figurant dans la NF EN 1998. Le tableau 2-3 reprend le tableau du guide AFPS-SECED et le complète, en s'appuyant d'autres références, pour des bâtiments courants.

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	paramètres		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (coups / 30 cm)	$C_u$ (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	>800	—	—
B	Dépôt raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250
C	Dépôt profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180-360	15-50	70-250

**Tableau 2-2** : Définition des classes de sols A, B et C d'après NF EN 1998-1.1§3.1.2(1) [2-1]

Classe de sol	Description stratigraphique simplifiée	Classification basée uniquement sur les densités			Classification basée sur les densités et les propriétés physiques			
		essai géophysique	pénétromètre dynamique	essai scissomètre	essais statiques (pressiomètre et pénétromètre)		pénétromètre dynamique	
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (coups / 30 cm)	$C_u$ (kPa)	Pressiomètre		CPT	Panda
				$E_m$ (MPa)	$p_{lim}$ (Mpa)	$q_c$ (MPa)	$q_d$ (Mpa)	
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type	>800	—	—	> 100	> 5	—	—
B	Dépôts de sables très denses, graviers	360-800	>50	>250	20-100	2-5	> 15	> 16
	Argile et autre sol cohérent très raides				25-100		> 3,5	> 4
C	Dépôts de sables denses ou moyennement denses, de graviers	180-360	15-50	70-250	8-20	1-2	5-15	5,5-16
	Argile et autre sol cohérent raides				5-25	0,5-2	1,5-3,5	1,5-4

**Tableau 2-3** : Définition élargie des classes de sols A, B et C d'après [2-1], [2-2], [2-3], [2-4], [2-6] [2-7], [2-8], [2-9],[2, 10].

## 2.4 Fondations

Ce paragraphe rappelle le cheminement de calcul à suivre pour vérifier une fondation superficielle. Les annexes nationales des Eurocodes 7 et 8-5 ne sont pas toutes normatives ; c'est pourquoi ces calculs sont proposés en suivant les démarches de calcul des DTU et du Fascicule 62 – Titre V. Néanmoins, les notations des Eurocodes sont reprises dans le texte. Les sollicitations à prendre en compte pour les différentes configurations de bâtiments traitées dans ce guide sont fournies dans les chapitres relatifs à chacune des techniques de constructions couvertes :

- § 4.5, §4.7 et document annexe pour l'ensemble des configurations de bâtiments en béton armé,
- § 5.4 pour les bâtiments en maçonnerie,
- § 6.4.4, 6.4.5 et 6.4.6 pour les bâtiments en bois.

Pour le domaine d'application de ce guide, il est considéré un sol de caractéristiques moyennes, capable de supporter des semelles de fondations superficielles de type semelles filantes situées sous les murs de contreventement. Les notations utilisées pour désigner les caractéristiques géométriques des semelles par les suivantes (cf. figure 2-9) :

- $a'$  est la largeur de la semelle filante,
- $h$  est la hauteur de la semelle,
- $b_w$  est l'épaisseur du mur,
- $d_0$  est la longueur le débord de la semelle,
- $B$  est la longueur de la semelle, soit  $l_w + 2h'$ ,

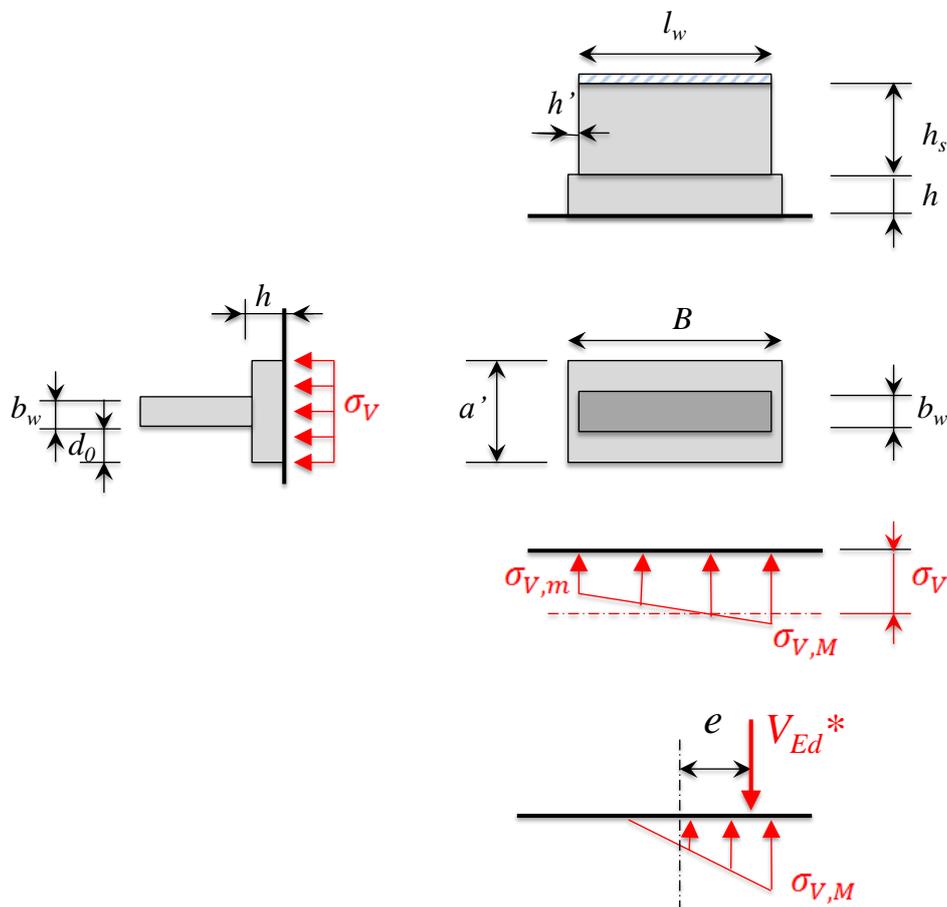
et par ailleurs, par

- $e$  est l'excentricité de la résultante générale des charges verticales.

$M_{Ed}^*$ ,  $V_{Ed}^*$  sont le moment et l'effort normal de calcul du mur au niveau du sol prenant en compte les coefficients  $\gamma_{Rd}$  et  $\Omega$ , (NF EN 1998-1 §4.4.2.6) et §4.7 du présent guide

$$e = \frac{M_{Ed}^*}{V_{Ed}^*}$$

$\sigma_{V,M}$ ,  $\sigma_{V,m}$  sont les contraintes extrêmes exercées sur le sol



**Figure 2-9** : Caractéristiques géométriques des semelles filantes

L'hypothèse de Navier est admise, ce qui impose la condition de raideur sur le débord donnée par la relation (1)

$$\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2.d_0$$

$$h \geq \frac{a'-b_w}{4}$$

Dans les deux cas suivants, on doit avoir :  $e \leq \frac{7B}{15}$

Cas 1 : Lorsqu'il n'y a pas de décollement, les contraintes extrêmes sont données par la relation (2) :

$$(2) \quad \text{Pour } e \leq \frac{B}{6} \quad \begin{cases} \sigma_{V,m} = \frac{V_{Ed}^*}{B} - \frac{6M_{Ed}^*}{B^2} \\ \sigma_{V,M} = \frac{V_{Ed}^*}{B} + \frac{6M_{Ed}^*}{B^2} \end{cases}$$

Cas 2 : S'il y a décollement, c'est la relation (3), qui donne la contrainte maximale au sol (cf. figure 2-10) :

$$(3) \quad \text{pour } e > \frac{b'}{6} \quad \begin{cases} \sigma_{V,m} = 0 \\ \sigma_{V,M} = \frac{2V_{Ed}^*}{3B'} \\ B' = B - 2e \end{cases}$$

Le calcul de  $\sigma_V$  peut être conduit, soit en suivant la répartition présentée en figure 2-9 et formule (4), soit par un modèle de Meyerhof illustré en figure 2-10

La contrainte représentative de l'état de sollicitation du sol  $\sigma_V$  est donnée par la relation (4)

$$(4) \quad \sigma_V = \frac{3\sigma_{V,M} + \sigma_{V,m}}{4}$$

Il convient de vérifier l'exigence suivante (4') qui permet de s'assurer que la contrainte qui s'exerce sur le terrain est inférieure à sa portance de calcul  $\sigma_R$ , donnée par le rapport de sol ; excepté dans le cas des sols susceptibles de tassements importants

$$(4') \quad \sigma_V \leq \sigma_R$$

Notes : Dans l'attente de la publication des annexes nationales des Eurocodes 7-1 et 8-5, la valeur de  $\sigma_R$ , peut être définie comme suit en se basant sur le fascicule 62 – Titre V et le DTU 13-2 fondations

$$\text{avec } \sigma_R = \frac{\sigma_{R,u}}{2} \quad \text{pour les combinaisons ELU,} \quad \text{ou} \quad \sigma_R = \frac{\sigma_{R,u}}{3} \quad \text{pour les combinaisons ELS}$$

$\sigma_{R,u}$  étant la portance ultime, 2 est le coefficient partiel de sécurité sur le terrain pour les combinaisons aux états limites ultimes et 3 pour les combinaisons aux états limites de service.

Le fascicule 62 donne :  $\sigma_R = q'_0 + i_{\phi} \frac{q'_u - q'_0}{\gamma_q}$  avec :

$q'_0$  : contrainte effective minimale au niveau de l'assise de la fondation,

$q'_u$  : contrainte de rupture ou contrainte limite,

$i_{\phi}$  : coefficient minorateur suivant l'inclinaison de la charge et de la pente du sol,

$\gamma_q = 2$  ou  $3$  suivant que le calcul est réalisé à l'ELU ou l'ELS.

Cas particulier de la contrainte dite « admissible » :

Lorsque cette contrainte  $\sigma_s$  est utilisée, il est admis que la contrainte de calcul  $q$  est reliée à cette contrainte par la relation suivante :

$$q = 1,5 \cdot \sigma_s$$

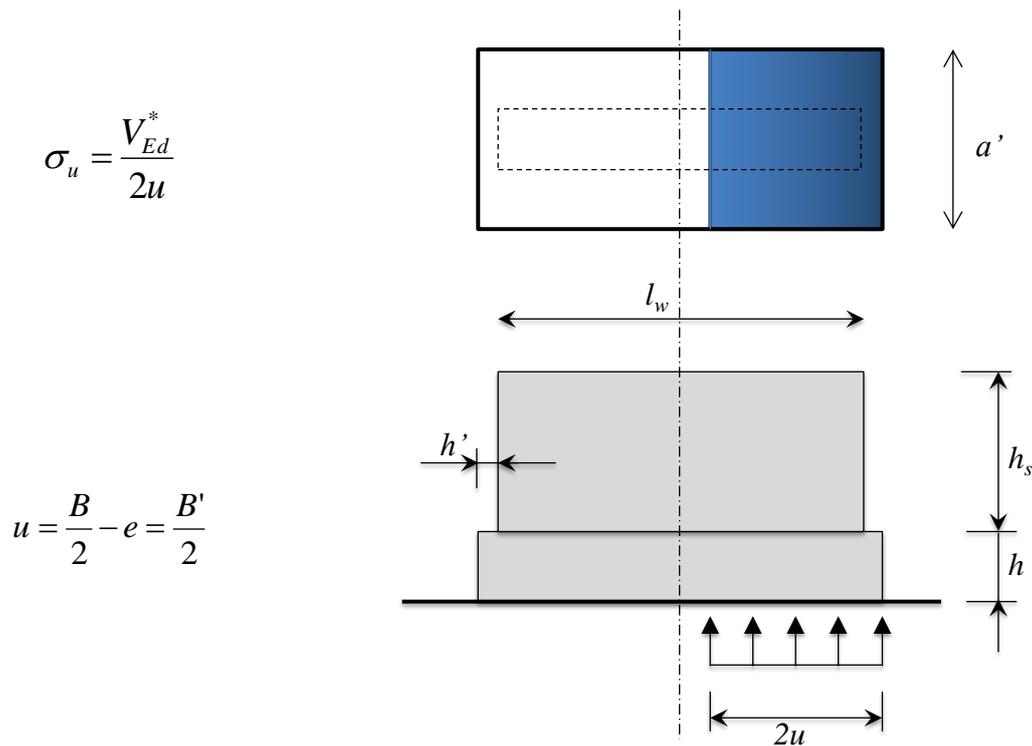


Figure 2-10 : Répartition des contraintes  $\sigma_v$  dans le modèle de Meyerhof

## FERRAILLAGE DES SEMELLES DE FONDATIONS

Un exemple de calcul d'une semelle est présenté ci-après dans le cas particulier où la force  $V_{Ed}^*$  est centrée sur la section de longueur  $B$  en appui sur le sol sur la longueur  $B'$ . La section  $A$  des armatures inférieure principale de la semelle par mètre linéaire, nécessaire dans la zone où la semelle est appuyée sur le sol est donnée par la relation (7).

$$(7) \quad A = \frac{V_{Ed}^* \cdot (a' - b_w)}{8 \cdot B' \cdot d \cdot f_{y,k} / \gamma_s} \quad (\text{section / mètre linéaire})$$

Où :

$f_{y,k}$  est la limite élastique caractéristique des armatures,

$d$  la hauteur utile

$\gamma_s$  est le coefficient partiel de sécurité sur l'acier, égal à 1,15 en situations durables ou transitoires et égal à 1,00 dans le cas du séisme.

Le ferrailage inférieur secondaire, c'est-à-dire à disposer dans le sens longitudinal, est au moins constitué par un chaînage forfaitaire constitué de 4 barres de 12 mm en acier de nuance  $FeE500$ . Il est de plus nécessaire de disposer un ferrailage supérieur principal lorsque la semelle est susceptible de décoller du sol. Ce ferrailage supérieur doit être calculé en considérant que la semelle fonctionne en console et que ses débords sont soumis à leur poids propre et à celui des terres supportées et autres charges, cf. figure 2-11.

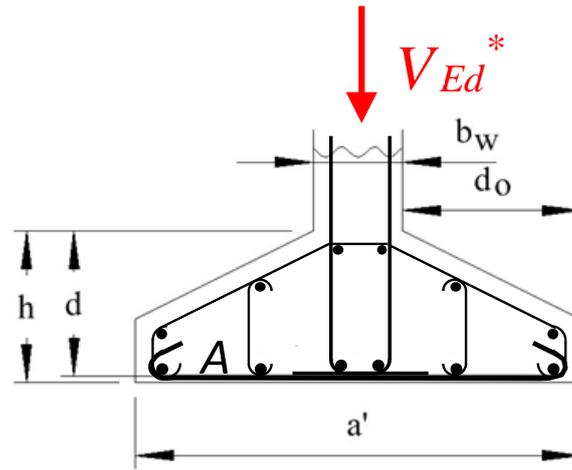


Figure 2-11 : Ferrailage des fondations

## 2.5 Références bibliographiques

Les versions des références utilisées sont celles en vigueur au 1<sup>er</sup> septembre 2013.

- [2-1] NF EN 1998-1      Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [2-2] NF EN 1998-1/NA      Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1
- [2-3] AFPS-SECED      Guide pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton selon l'Eurocode 8. Institution of structural Engineers. Mai 2010
- [2-4] SETRA      Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 – Guide méthodologique, version provisoire – février 2012
- [2-5] AFPS      Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie » AFPS, Presses des Ponts, 2<sup>ème</sup> édition, mai 2011.
- [2-6] NF P 94-16      Normalisation Française – Sols : Reconnaissances et Essais : Pour essai de pénétration au carottier
- [2-7] NF P 94-105      Normalisation Française – Sols : Reconnaissance et Essais – Contrôle de la qualité du compactage – Méthode du pénétromètre dynamique léger à énergie variable. Principe et méthode d'étalonnage du pénétromètre – Exploitation des résultats - Interprétation
- [2-8] NF P 94-113      Normalisation Française – Sols : Reconnaissance et Essais : Essai de pénétration statique
- [2-9] NF P 94-114      Normalisation Française - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de pénétration dynamique type A.
- [2-10] NF P 94-115      Normalisation Française - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de pénétration dynamique type B.
- [2-11] NF P 94-261      Calcul Géotechnique – Fondations - Fondations superficielles

### 3 Principe de calcul et méthode d'utilisation du guide

Ce chapitre présente les actions sismiques à prendre en compte pour les bâtiments visés par ce guide, pour une approche globale simplifiée par la méthode des forces latérales et pour une classe de ductilité moyenne **DCM** conduisant à des coefficients de comportement de structure compris entre 2 et 3. Ce chapitre présente également la méthode retenue pour prendre en compte l'implantation des contreventements, la distribution des masses, les effets de torsion d'axe vertical et la conséquence de la combinaison de l'action sismique suivant les deux axes horizontaux principaux de la structure. Ce guide de règles parasismiques simplifiées appliquées à des bâtiments courants a pour but de fournir des outils pour déterminer le nombre et la composition des contreventements nécessaires à la vérification de la résistance de ces bâtiments en situation sismique. Cette situation correspond à l'exigence de non-effondrement, telle que définie dans la NF EN 1998-1 §2.1, cf. [3-2].

#### 3.1 Actions,

Il convient de rappeler que le présent guide est applicable aux bâtiments courants en situation sismique. L'action sismique est combinée avec les charges permanentes et la partie quasi-permanente des charges d'exploitation. La partie permanente de la charge de neige n'est pas à prendre en considération dans la mesure où les bâtiments sont implantés à une altitude inférieure à mille mètres.

Le vent n'est pas à cumuler avec une action sismique et les combinaisons intégrant les actions du vent ne sont donc pas abordées dans ce guide. Il conviendra donc justifier par ailleurs les structures des bâtiments en considérant les combinaisons faisant intervenir les actions climatiques.

##### - Catégorie d'importance des bâtiments couverts par le guide

Le guide vise les bâtiments à usage d'habitation (catégorie A, NF EN 1990 A1.2.2 [3-1]) et de bureaux (catégorie B, NF EN 1990 A1.2.2 [3-1]). Ces bâtiments entrent dans la catégorie d'importance II au sens de la NF EN 1998-1. De ce fait, le coefficient d'importance  $\gamma_I$  est égal à 1,0 [3-7], selon l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié et [3-3] la NF EN 1998-1/NA ; l'accélération à prendre en compte est donc égale à  $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$ , soit  $a_g = a_{gr}$ . Le coefficient réducteur de déplacement entre étages  $\nu$ , pris en compte pour la vérification des situations de limitation de dommage, est défini dans la NF EN 1998-1 §4.4.3.2(1) [3-2] ; sa valeur est prescrite dans l'arrêté du 22 octobre 2012 [3-7], soit  $\nu = 0,4$ . Il convient de s'assurer que les déplacements ainsi calculés sont compatibles avec les bornes fixées en fonction de la fragilité ou de la ductilité des éléments non structuraux et de leurs fixations.

catégorie d'importance	$\gamma_I$	$\nu$
II	1,0	0,4

**Tableau 3-1** : Catégorie d'importance des bâtiments et coefficients associés dans le cadre du présent guide

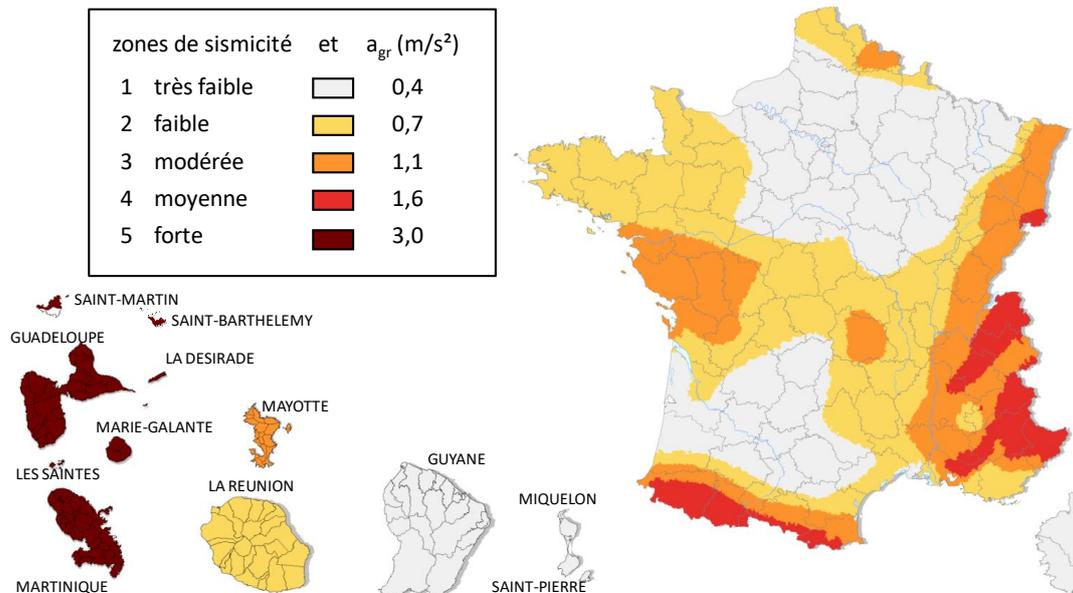
##### Remarque 3-1 :

- Les conditions associées à l'exigence de limitation de dommage ne sont pas prises en compte dans les tableaux de dimensionnement du présent guide. Il convient à chaque utilisateur du guide de s'assurer de la nature des matériaux utilisés pour les éléments non structuraux (façades rideaux, panneaux menuisés, bardages et leurs ossatures secondaires, vitrages, etc.) et de leurs liaisons et de vérifier la compatibilité des déplacements.
- Les vérifications de compatibilité de déplacements vis-à-vis de la situation sismique pour l'exigence de non-effondrement ne sont pas intégrées dans le présent guide. Si un risque d'entrechoquement existe, il conviendra au concepteur de calculer dans un premier temps les déplacements théoriques à partir des efforts sismiques issus du calcul linéaire équivalent, utilisé dans ce guide. Dans un second temps, il est nécessaire de multiplier ces déplacements théoriques (modèle élastique linéaire) par l'équivalent du coefficient de comportement, cf. §4.3.4 de la NF EN 1998-1 [3-2]. Les valeurs d'espace minimal entre deux structures sont données dans l'annexe nationale de la NF EN 1998-1.

##### - Nouveau zonage sismique et niveau de protection

Le territoire français est divisé en 5 zones de sismicité, allant de 1 (très faible sismicité) à 5 (zone de forte sismicité). La zone 1 ne relève pas de la NF EN 1998-1 (cf. NF EN 1998-1 §2.2.1(4)). Les bâtiments de catégorie d'importance II implantés en zone 2 ne relèvent pas de la NF EN 1998-1, (arrêté du 22 octobre 2010 [3-7]).

La figure 3-1 présente une illustration du zonage sismique de la France.



**Figure 3-1** : Illustration des zones de sismicité sur le territoire français, d'après [3-7], [3-9] et [3-10]

Les accélérations de référence considérées sont les suivantes (d'après l'arrêté du 22 octobre 2012 [3-7]) :

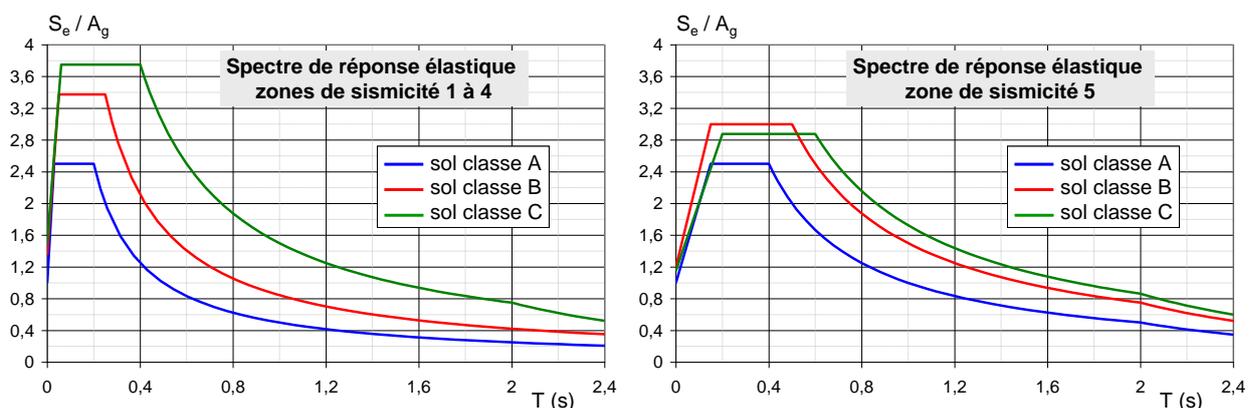
$a_{gr} = 1,1$ m/s <sup>2</sup>	zone 3 (sismicité modérée)
$a_{gr} = 1,6$ m/s <sup>2</sup>	zone 4 (sismicité moyenne)
$a_{gr} = 3,0$ m/s <sup>2</sup>	zone 5 (forte sismicité)

#### - Spectres de réponse et spectres de calcul

Outre l'accélération de référence, l'action sismique à appliquer aux masses du bâtiment est calculée à partir de spectres de réponse et de spectres de calcul. La NF EN1990 [3-1] et la NF EN1998-1 [3-2] décrivent la représentation de l'action sismique. L'arrêté du 22 octobre 2012 [3\_7] prescrit les spectres à considérer pour le territoire français. Deux types de spectres sont définis en fonction du type de sismicité du lieu considéré.

Zones de sismicité (1), 2, 3, 4	France européenne
Zone de sismicité 5	Antilles

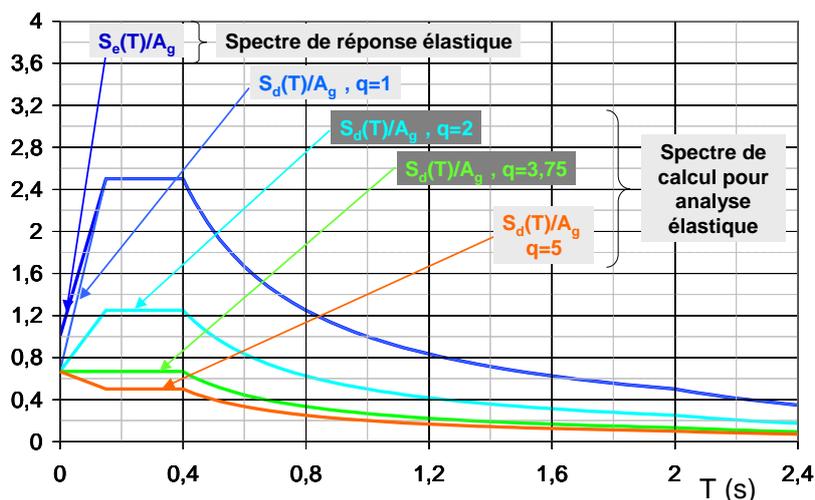
La nature du sol et son classement (classe A à E) influent sur la forme des spectres. Le guide ne traite que les ouvrages implantés sur des sols de classe A, B ou C. Pour mémoire, les classes de sol sont définies dans le paragraphe 2-2 de ce guide (extrait du tableau 3.1 de la NF EN 1998-1§3.1.2 [3-2] et 8-2 du guide AFPS-SECED) [3-10]. En général une étude géotechnique est nécessaire pour définir cette classe. La norme NFP 94-500 de décembre 2006 [3-4] précise le contenu et l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique. La classe A est traditionnellement appelée « le rocher ». Les classes B et C correspondent à de bons sols de fondation. La figure 3-2 illustre l'allure globale des spectres pour le territoire français. L'axe des abscisses correspond à la période propre de la structure ( $T$  exprimé en secondes). L'axe des ordonnées,  $S_e/A_g$ , est adimensionnel ; il est à multiplier par  $a_g$  (donc  $a_{gr}$  pour les bâtiments de catégorie d'importance II) pour obtenir l'accélération à appliquer à la masse de la structure.



**Figure 3-2** : Allure des spectres de réponse horizontaux pour les différentes zones de sismicité du territoire français avec un sol de classe A, B ou C – cas de base à 5% d'amortissement

Les vérifications sismiques menées dans le cadre de ce guide sont conformes aux clauses 3.2.1(4) et 5.3.1(1) de la NF EN 1998-1/NA [3-3] ; elles sont effectuées pour une classe de ductilité moyenne (DCM). On peut ainsi bénéficier de la ductilité disponible de la structure pour dissiper l'énergie sismique.

Le passage des spectres de réponse,  $S_e/A_g$ , aux spectres de calcul,  $S_d/A_g$ , se fait par la prise en compte du potentiel de ductilité de la structure dans son ensemble. Les spectres sont notamment divisés par le coefficient de comportement des structures  $q$ . La figure 3.3 illustre l'effet de la prise en compte de la ductilité par le biais de ce coefficient sur le spectre, qui devient ainsi « spectre de calcul ». Il est intéressant de noter que pour un coefficient de comportement inférieur à 3,75, le « plateau horizontal du spectre correspond au maximum de l'amplification dynamique.



**Figure 3-3 :** Illustration de la prise en compte du comportement de structure pour le passage d'un spectre de réponse à un spectre de calcul pour différentes valeurs de  $q$  (pour les structures couvertes par ce guide,  $q$  est compris entre 2 et 3)

Comme indiqué dans le paragraphe suivant, les études sismiques des bâtiments de ce guide sont conduites avec la méthode des forces latérales. Cette méthode n'est applicable que dans certaines conditions liées à la régularité des structures rappelées dans le même paragraphe, mais aussi pour des limites de périodes propres des structures. Les figures 3-4 et 3-5 traduisent ces limites pour les 3 classes de sols retenues, pour les 2 familles de spectres et pour des valeurs de  $q$ , de 2 et 3. Comme rappelé en remarque 3-1, il conviendra de s'assurer que ce critère est vérifié après avoir défini complètement le bâtiment pour calculer sa rigidité effective et sa masse.

Il est ainsi accepté une incursion dans le domaine post-élastique dans le comportement des bâtiments courants pendant le séisme. L'ensemble des spectres de calcul utilisables par la méthode la force latérale est disponible en paragraphe 7-1, annexe 3-1.

**Remarque 3-2 :** Les valeurs du coefficient de comportement de structures  $q$  retenues dans ce guide intègrent les données maximales des valeurs prescrites dans la NF EN 1998-1, ainsi que les valeurs préconisées au regard des compatibilités de déformations des différents éléments de la structure. Les valeurs préconisées de  $q$  sont présentées dans les différents chapitres du guide « Dispositions constructives parasismiques » – AFPS – [3-6].

Le choix d'une conception de structures à ductilité moyenne (DCM), impose par ailleurs le respect de conditions sur l'assurance qualité d'approvisionnement et de mise en œuvre. L'utilisation des valeurs de coefficients de comportement de structures  $q$  préconisées dans ce guide dépendent du respect de ces conditions et de leur description précises dans les documents définissant le marché.

Les spectres de calcul définissent l'accélération sismique horizontale à prendre en compte lorsque sont intégrées l'accélération sismique de référence, les caractéristiques mécaniques et géométriques de l'ouvrage, les caractéristiques du sol de fondation et également la méthode d'étude globale (méthode des forces latérales, méthode spectrale).

Note :

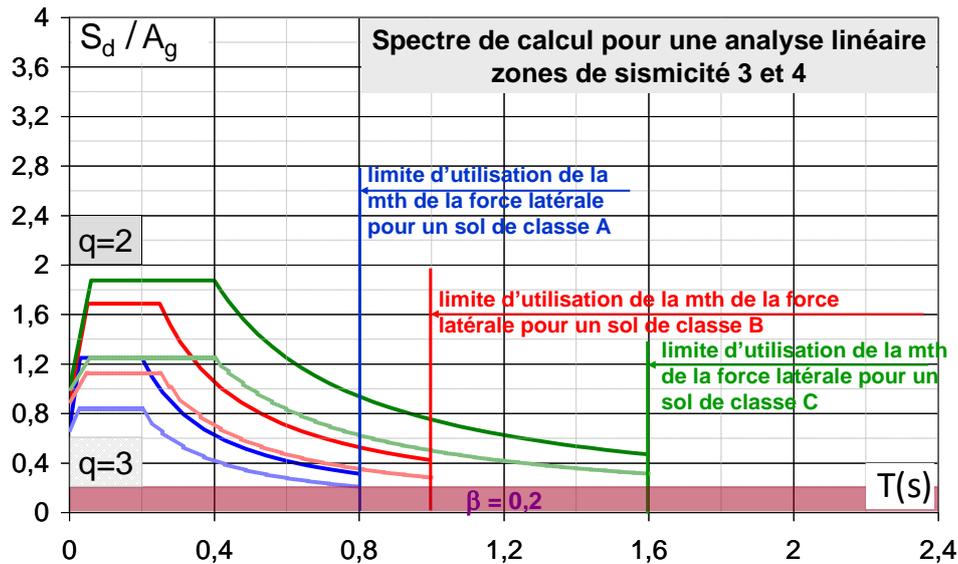
Pour les bâtiments couverts par le guide, la composante de l'action verticale peut être négligée selon la NF EN 1998-1, ce qui est le parti de ce guide. Seule l'accélération horizontale est donc prise en compte dans le cadre du guide.

**Remarque 3-3 :** La composante verticale des séismes n'est pas prise compte dans le cadre de ce guide, conformément à la NF EN 1998 qui précise que l'action verticale peut être négligée si les valeurs de  $a_g$  ( $a_{gr} \times \gamma_1$ ) sont inférieures à  $0,25 \text{ m/s}^2$  (arrêté du 22 octobre 2010 & modificatifs ) et de plus aucune des conditions prescrites au §4.3.3.5.2 de la NF EN 1998-1 ne correspond aux bâtiments relevant du domaine d'application du présent guide.

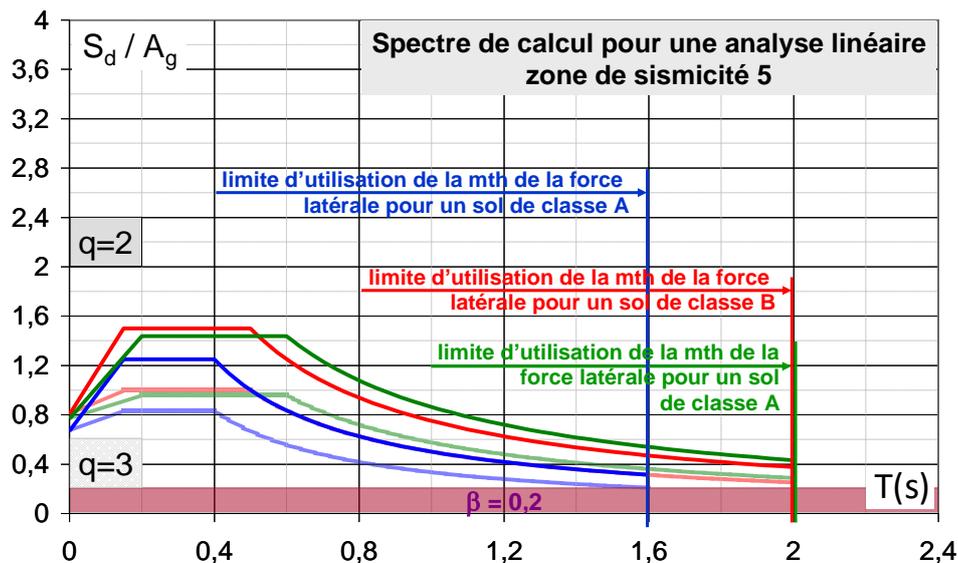
Ces conditions sont :

- éléments structuraux faiblement inclinés de portée supérieure à 20 mètres,
- consoles de plus de 5 mètres,
- éléments précontraints,
- poutres supportant des poteaux,
- structures sur appuis parasismiques.

### Spectres de calcul



**Figure 3-4 :** Spectres de calcul pour la méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés en France européenne sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=2$  ou 3.



**Figure 3-5 :** Spectres de calcul pour la méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés aux Antilles sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=2$  ou 3.

### Simplification des spectres de calcul

La valeur minimale de  $S_d/A_g = 0,2$  est systématiquement vérifiée pour les sols et coefficients de comportement retenus. La partie constante du spectre, le plateau, correspond pour tous les cas de figures envisagées dans ce guide au maximum de l'amplification de l'accélération. Dans un souci de simplification, pour éviter le calcul des périodes propres des structures, l'amplification de l'action sismique retenue dans ce guide se limite à la seule valeur du plateau du spectre (valeur enveloppe). Dans ces conditions, cette amplification peut se synthétiser dans le tableau 3-2. L'expression de  $S_d/a_g$  fait intervenir :

- le facteur 2,5 : amplification au plateau pour un sol de classe A,
- S : le paramètre de sol et
- q : le coefficient de comportement de la structure.

Le tableau 3-3 présente quant à lui les valeurs d'accélération sismiques à prendre en compte pour le calcul de la force latérale globale  $F_b$  à la base également appelée effort tranchant à la base de la structure. Dans cette approche, la totalité de la masse est affectée au premier mode de vibration (approche acceptable pour les structures régulières en élévation) ; les valeurs tabulées dans le tableau 3-3 sont obtenues par multiplication des valeurs adimensionnelles du tableau 3-2 par les valeurs de  $a_{gr}$  de la figure 3-1.

	zones de sismicité 3 et 4			zone de sismicité 5		
	classes de sol			classes de sol		
	A	B	C	A	B	C
q=2	1,25	1,7	1,9	1,25	1,5	1,45
q=2,5	1	1,35	1,5	1	1,2	1,15
q=3	0,85	1,15	1,25	0,85	1	0,95

**Tableau 3-2** : Valeurs (arrondies) de l'amplification de l'accélération sismique retenues pour les petits bâtiments courants ( $S_d/a_g = 2,5 \times S/q$ )

	Accélération à appliquer à la masse de la structure pour obtenir l'effort tranchant à la base de la structure : $A_g \cdot S(m/s^2) - m(T) - F_b (kN)$								
	zones de sismicité 3			zone de sismicité 4			zone de sismicité 5		
	classes de sol			classes de sol			classes de sol		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
q=2	1,4	1,9	2,1	2	2,7	3	3,75	4,5	4,35
q=2,5	1,1	1,5	1,65	1,6	2,2	2,4	3	3,6	3,45
q=3	0,95	1,25	1,4	1,35	1,8	2	2,5	3	2,9

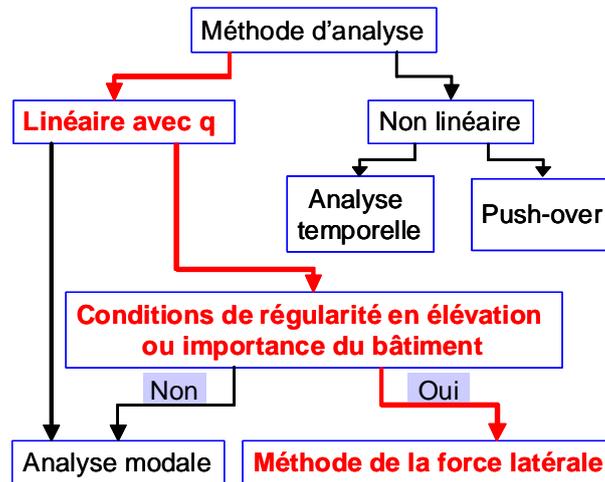
**Tableau 3-3** : Valeurs (arrondies) de l'accélération spectrale retenues pour les petits bâtiments courants ( $m/s^2$ )  $S_d = a_{gr} \times \gamma_l \times S \times 2,5 / q$

L'analyse des valeurs du tableau 3-3 montre, par exemple, qu'un même ouvrage construit aux Antilles par rapport à la France métropolitaine à Clermont-Ferrand ou à Nantes, par exemple, doit justifier d'une résistance à un effort tranchant à la base de 2,1 à 2,7 fois supérieure en fonction de la classe de sol (2,7 pour la classe A, 2,4 pour la classe B et 2,1 pour la classe C).

## 3.2 Analyse de la structure et modélisation

### 3.2.1 Méthode de la force latérale et modèle spatial

Le chapitre 4.3 de la NF EN 1998-1 [3-2] offre la possibilité d'utiliser différentes méthodes d'analyse. La figure 3-6 rappelle ces différentes possibilités et souligne celle qui est retenue dans le cadre de ce guide. Ces approches sont donc des méthodes de calculs linéaires, qui toutefois utilisent le coefficient de comportement des structures q permettant de prendre en considération un comportement ductile de l'ouvrage. La détermination des efforts sismiques utilise la méthode des forces latérales.



**Figure 3-6 :** Approche globale retenue pour le calcul des forces sismiques dans le cadre du guide RSPB (flèches rouges et caractères gras)

La NF EN1998-1 permet une analyse globale par le biais de différents modèles plans ou spatiaux. Le tableau 3-4 synthétise les possibilités de simplifications pour l'analyse et le calcul sismique.

Analyse linéaire avec q									
Tous types de bâtiments			Bâtiments H<10 m + conditions						
Régularité		Simplifications de modèle et type d'analyse	valeurs de q	Régularité		Simplifications de modèle et type d'analyse	valeurs de q		
plan	élévation			plan	élévation				
oui	oui	plan	force latérale	référence	oui	oui	plan	force latérale	référence
oui	non	plan	modale	minorée	oui	non	plan	modale	minorée
non	oui	<b>spatial</b>	force latérale	<b>référence</b>	non	oui	<b>plan</b>	force latérale	<b>référence</b>
non	non	spatial	modale	minorée	non	non	spatial	modale	minorée

**Tableau 3-4 :** Impact de la régularité et de la hauteur des bâtiments sur le type d'analyse et de calcul sismique à conduire [d'après NF EN 1998-1, §4.2.3.1, tableau 4.1 et §4.3.3.1]

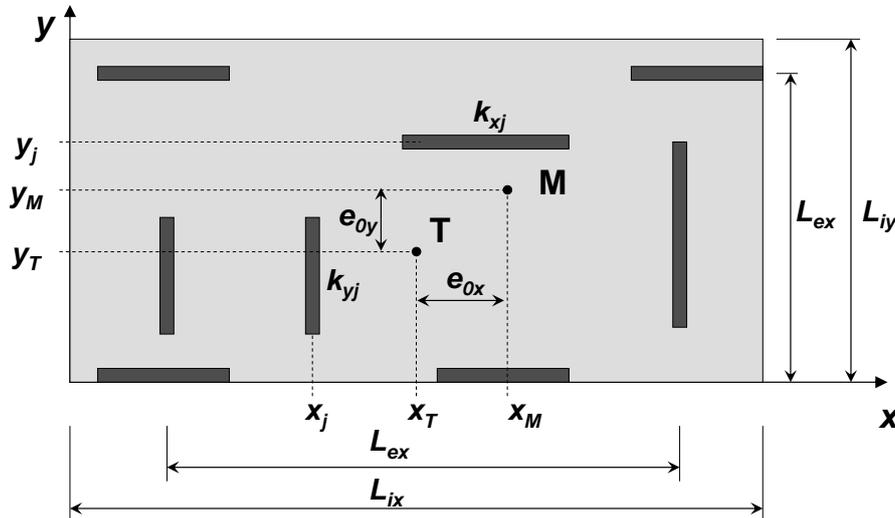
L'utilisation de « modèles plans » implique la prise en compte de la torsion d'axe verticale par le biais de méthodes forfaitaires qui conduisent à une augmentation très sensible des efforts que doivent reprendre les différents contreventements. La NF EN 1998-1 autorise l'usage d'un modèle spatial tout en utilisant la méthode des forces latérales (cas entouré en rouge dans le tableau 3-4). Cette démarche conduit à une interprétation spécifique d'un « modèle spatial ». Pour pouvoir appliquer la méthode des forces latérales, il convient de considérer le modèle 3D comme un couplage et une succession de trois modèles 2D, deux modèles 2D verticaux perpendiculaires et un modèle 2D horizontal pour chaque niveau de diaphragme. Les interactions interviennent en termes de couplage des actions sismiques suivant les deux axes horizontaux perpendiculaires considérés [3-5]. C'est la méthode retenue pour les études globales des structures des bâtiments relevant du domaine d'application de ce guide. Les étapes de l'étude globale afin de déterminer les efforts sur chaque système de contreventement sont explicitées ci-après.

### 3.2.2 Etapes successives pour la détermination des efforts repris par chaque contreventement

Cette démarche correspond au cheminement suivi pour l'établissement des différents tableaux de dimensionnement des chapitres qui suivent. Les tableaux ont été conçus de manière à ne pas avoir à suivre systématiquement une telle démarche à chaque vérification ou dimensionnement. Dans chaque chapitre, un exemple est détaillé pour illustrer cette démarche et son adaptation en fonction de la typologie spécifique retenue pour une technique de construction. Le détail précis de chaque étape est défini dans le paragraphe 7-2, annexe 3-2. Ces étapes peuvent se classer en trois grandes familles :

- la définition et le calcul des caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment et de ses composants. Ces calculs passent par le repérage et la cotation des planchers et contreventements, tels qu'illustrés en figure 3-7.
- le calcul des efforts sismiques par niveau,
- le calcul des efforts dans chaque contreventement pour chaque niveau.

Les prescriptions fournies par les tableaux des chapitres suivants sont issus de calculs menés suivant cette procédure.



**Figure 3-7 :** Illustration des dimensions utilisées et des points singuliers relatifs à chaque plancher  $i$  : dimensions du plancher, distances entre contreventements extrêmes, coordonnées des contreventements, rigidité en translation des contreventements, coordonnées des centres de torsion ( $T$ ) et de masse ( $M$ ), excentricités structurales

### 3.3 Utilisation des tableaux

Pour chaque chapitre relatif à une technique de construction, la présentation des tableaux diffère. Cependant, une même logique est respectée. La différence des tableaux entre chapitres provient des différences de typologies envisagées, plus ou moins variées et plus ou moins figées en fonction des techniques de construction et de leurs capacités.

Pour chaque chapitre, les tableaux de dimensionnement comportent :

- un rappel de la typologie avec disposition de contreventements, de la zone de sismicité et de la classe de sol,
- une zone permettant de prendre en compte les dimensions du bâtiment (plus grande dimension ou emprise au sol),
- des valeurs tabulées conduisant au dimensionnement. Ce dimensionnement est évidemment spécifique à chaque technique de construction.

Les dispositions constructives et les justifications de résistance sont données dans le corps du texte ou en annexes.

### 3.4 Références bibliographiques

Les versions des références utilisées sont celles en vigueur au 1<sup>er</sup> septembre 2013.

- [3-1] NF EN 1990      Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures
- [3-2] NF EN 1998-1    Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes –  
Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les  
bâtiments.
- [3-3] NF EN 1998-1/NA Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes –  
Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les  
bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1
- [3-4] NFP 94-500      Missions d'ingénierie géotechnique - Classification et spécifications
- [3-5] T. Paulay,  
M.J.N. Priestley      Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings,  
John Wiley & sons, 1992
- [3-6] AFPS            Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois  
et maçonnerie - Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2<sup>ème</sup>  
édition, mai 2011
- [3-7] MEDDE          Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de  
construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à  
risque normal » NOR: DEVP1015475A JORF n°0248 du 24 octobre 2010  
+  
Arrêté du 19 juillet 2011 modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la  
classification et aux règles de construction parasismique applicables aux  
bâtiments de la classe dite « à risque normal » NOR: DEVL1115254A JORF  
n°0173 du 28 juillet 2011
- [3-8] MEDDE          Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque  
sismique NOR: DEVP0910497D, version consolidée du 25 octobre 2010
- [3-9] MEDDE          Les séismes, Prévention des risques naturels, juillet 2012,  
[http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/12005\\_seismes\\_07-2012\\_web\\_hd.pdf](http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/12005_seismes_07-2012_web_hd.pdf)
- [3-10] AFPS-SECED    Guide pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton  
selon l'Eurocode 8. Institution of structural Engineers. Mai 2010
- [3-11] Prim.net        <http://macommune.prim.net/>

## 4 Bâtiments en béton armé

### 4.1 Typologie et masses des bâtiments

#### 4.1.1 Généralités

Les bâtiments visés par le présent guide sont les bâtiments d'habitation (catégorie A, EN 1990-annexe A1 normative, tableau A1.1 [4-1]) et de bureaux (catégorie B, EN 1990-annexe A1 normative, tableau A1.1 [4-1]). Ils comportent au plus quatre étages (type (R+4)) et, éventuellement, un niveau de sous-sol. Le rez-de-chaussée peut éventuellement comporter des boutiques. Ces bâtiments sont contreventés par des voiles fondés par exemple sur des semelles filantes et comportent à chaque niveau des planchers pouvant être considérés comme des diaphragmes rigides. Ils sont construits sur des sites dont l'altitude est inférieure à 1000 m. Par référence à la norme NF EN 1998-1, ces bâtiments respectent les conditions suivantes :

- ils sont réguliers en plan et en élévation,
- ils sont situés en zone de sismicité 3, 4 ou 5,
- le sol de fondation est de classe A, B ou C.

Le dimensionnement sismique des bâtiments est effectué pour la ductilité moyenne (classe DCM). Leur contreventement est assuré par des voiles non couplés de grandes dimensions en béton peu armé.

#### 4.1.2 Dimensions et formes des bâtiments

##### 4.1.2.1 Généralités

Les bâtiments sont de forme rectangulaire en plan. Ils peuvent éventuellement comporter un sous-sol. Dans ce cas, tous les voiles de contreventement présents en élévation sont reconduits dans la hauteur du sous-sol. Le sous-sol est considéré comme un soubassement rigide dans les calculs.

Note 1 : pour constituer un soubassement rigide, la structure du sous-sol doit être monolithique, contreventée par un système de voiles, encastrée dans le sol, et présenter une très grande rigidité en comparaison de celle de la superstructure. La structure du sous-sol est dimensionnée sur la base des sollicitations calculées à la base des voiles et des torseurs des sollicitations d'ensemble déterminés à la base du rez-de-chaussée.

Note 2 : le cas des voiles de contreventement supportés par des poteaux disposés dans la hauteur du sous-sol n'est pas couvert par le guide.

Leurs dimensions maximales respectent celles fixées par la norme NF EN 1992-1-1/NA. Le tableau 4.1 récapitule ces dimensions en précisant de plus la valeur applicable aux Antilles et à la Guyane. Leur élancement en plan  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  est inférieur à 4, conformément à la clause 4.2.3.2(5) de la norme NF EN 1998-1.

Départements voisins de la Méditerranée (régions sèches à forte opposition de température)	25 m
Régions de l'Est, les Alpes et le Massif Central	30 à 35 m
Région parisienne et régions du Nord	40 m
Régions de l'ouest de la France (régions humides et tempérées)	50 m
Régions humides et chaudes à faible variation de température (Antilles et Guyane)	30 m

**Tableau 4.1** : Dimensions maximales des bâtiments selon norme NF 1992-1-1/NA

##### 4.1.2.2 Bâtiments d'habitation

L'étude est effectuée pour les configurations en élévation (R+1), (R+2), (R+3) et (R+4).

Les hauteurs considérées pour les étages de ces bâtiments sont de 3,50 m pour le rez-de-chaussée et de 2,75 m pour les autres étages. Les différentes configurations en plan sont appelées A1a à A5a et A1b à A7b, elles sont illustrées sur les figures 4-1 et 4-2.

Les épaisseurs minimales des éléments structuraux en béton armé, permettant de respecter les exigences acoustiques, sont données dans le tableau 4.2.

Elément	Epaisseur minimale
Voile intérieur pour paroi entre logements :	$e \geq 180$ mm
Voile intérieur pour paroi d'ascenseur :	$e \geq 200$ mm
Voile extérieur :	$e \geq 160$ mm
Plancher courant :	$e \geq 180$ mm
Plancher du rez-de-chaussée sur sous-sol :	$e \geq 200$ mm

**Tableau 4.2 : Bâtiments d'habitation – Epaisseurs minimales pour le respect des exigences acoustiques**

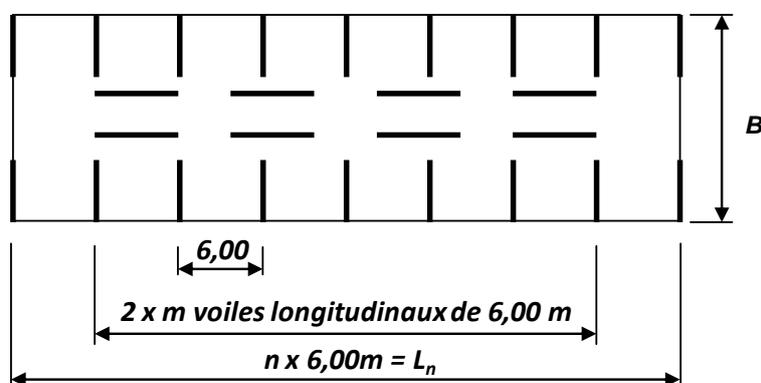
Dans la présente étude, l'épaisseur minimale des voiles est prise égale à 180 mm.

La largeur B des bâtiments est de 15 m. Leur longueur  $L_n$  est variable.

La stabilité longitudinale est assurée par des voiles délimitant un couloir central de largeur égale à 2,00 m. La longueur résistante des voiles longitudinaux est de 4,50 ou 6,00 m selon les configurations étudiées.

La stabilité transversale est assurée par des voiles transversaux disposés au pas de 4,50 ou de 6,00 m. La longueur minimale des voiles est de 4,00 m.

Plusieurs configurations en plan sont étudiées. Elles sont illustrées par les figures 4.1 et 4.2 et les tableaux 4.3 et 4.4. Compte tenu des dimensions maximales des bâtiments données dans le tableau 4.1, seules les configurations A1a, A2a, A1b et A2b sont étudiées en zone de sismicité 5.



**Figure 4.1 : configurations A1a à A5a – Vue en plan**

Configurations	m	n	$L_n$ (m)
A1a	1	4	24,00
A2a	2	5	30,00
A3a	3	6	36,00
A4a	3	7	42,00
A5a	4	8	48,00

**Tableau 4.3 : Paramètres définissant les configurations A1a à A5a**

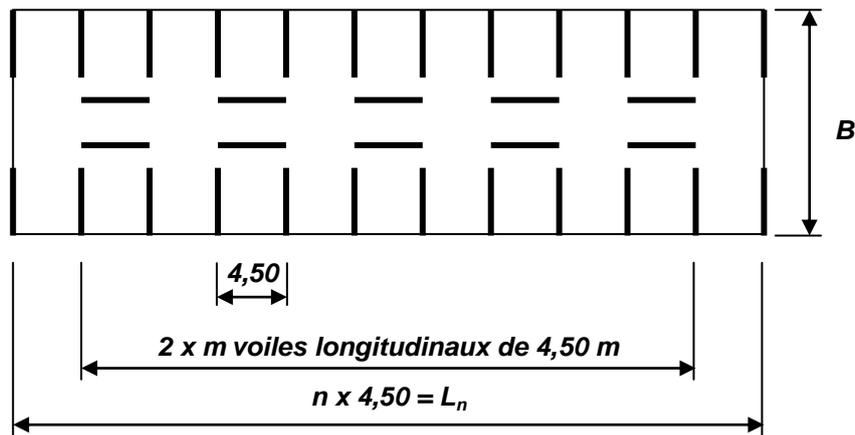


Figure 4.2 : Configurations A1b à A7b – Vue en plan

Configurations	m	n	$L_n$ (m)
A1b	2	5	22,50
A2b	3	6	27,00
A3b	3	7	31,50
A4b	4	8	36,00
A5b	4	9	40,50
A6b	5	10	45,00
A7b	5	11	49,50

Tableau 4.4 : Paramètres définissant les configurations A1b à A7b

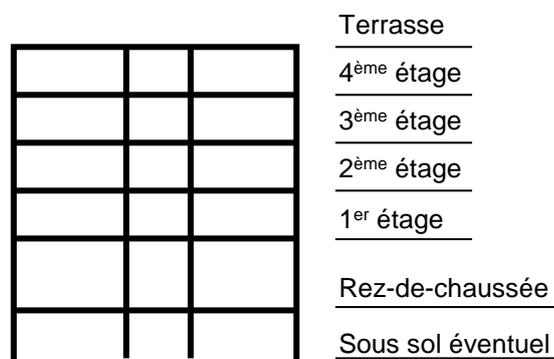


Figure 4.3 : type (R+4) – Coupe transversale

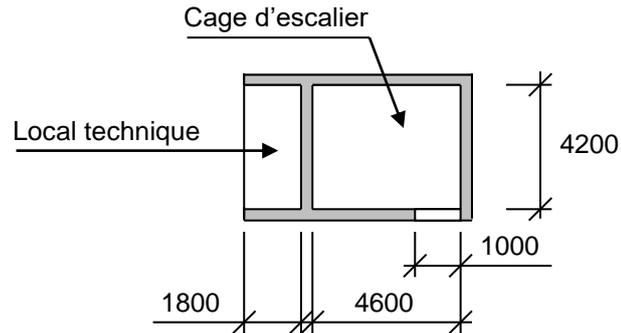
#### 4.1.2.3 Bâtiments de bureaux

L'étude est effectuée pour les configurations (R+3) et (R+4).

Les hauteurs considérées pour les étages de ces bâtiments sont de 3,50 m

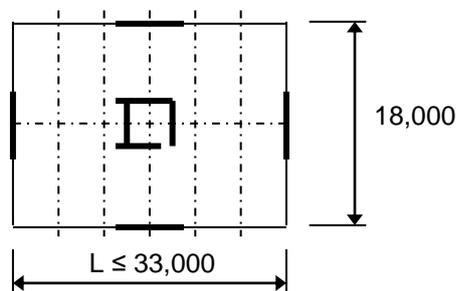
La largeur des bâtiments est de 18 m. Leur longueur est variable. Le système de contreventement est constitué par un ou deux noyaux, et par des voiles situés sur les pignons et, si nécessaire, sur les façades. La longueur minimale des voiles est de 4,80 m sur les pignons et de 5,50 m sur les façades. L'épaisseur minimale des voiles (notamment des noyaux) est de 200 mm.

Le portage vertical des planchers est assuré par des files de poteaux disposées longitudinalement au pas de 5,50 m. Les planchers sont constitués de dalles portant dans un seul sens et appuyées sur des poutres transversales portées par les poteaux ou les voiles.

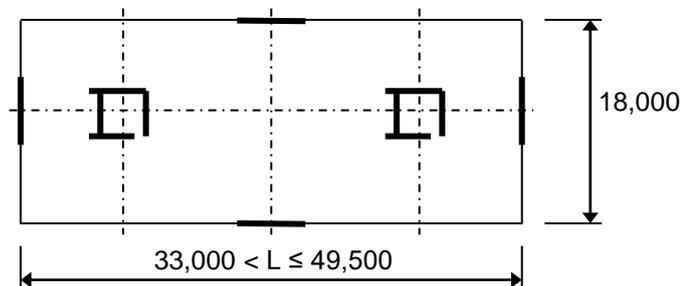


**Figure 4.4 :** Bâtiments de bureaux – Forme de noyau – Vue en plan

Plusieurs configurations en plan sont étudiées, elles sont nommées B1 à B6. Elles sont illustrées par les figures 4.5 et 4.6 et le tableau 4.5. Compte tenu des dimensions maximales des bâtiments données dans le tableau 4.1, seules les configurations B1 et B2 sont étudiées en zone de sismicité 5.



**Figure 4.5 :** Bâtiments de bureaux – Configuration avec un noyau – Vue en plan



**Figure 4.6 :** Bâtiments de bureaux – Configuration avec deux noyaux – Vue en plan

Configurations	L (m)	Nombre de noyaux
B1	22,00	1
B2	27,50	1
B3	33,00	1
B4	38,50	2
B5	44,00	2
B6	49,50	2

**Tableau 4.5 :** Bâtiments de bureaux – Configurations étudiées

### 4.1.3 Hypothèses de chargement

#### 4.1.3.1 Charges permanentes

- Bâtiments d'habitation

Les charges sont supposées uniformément réparties sur les planchers et la terrasse non accessible et sont définies dans le tableau 4.6. Il est de plus considéré à chaque niveau intermédiaire une charge linéique de balcon sur le périmètre du bâtiment. Cette charge est évaluée en considérant les hypothèses suivantes :

- dalle de 150 mm d'épaisseur, d'une portée de 1,12 m : 420 daN/m
- parapet de 120 mm d'épaisseur et d'une hauteur de 1,00 m : 300 daN/m
- chape et revêtement de sol carrelé, de poids propre égal à 150 daN/m<sup>2</sup> : 150 daN/m  
870 daN/m

Nature	Charges
Cloisons intérieures	100 daN/m <sup>2</sup>
Revêtement de sols	100 daN/m <sup>2</sup>
Façades	250 daN/m <sup>2</sup>
Revêtement d'étanchéité	150 daN/m <sup>2</sup>

**Tableau 4.6 :** Bâtiments d'habitation – charges permanentes

- Bâtiments de bureaux

Les charges sont supposées uniformément réparties sur les planchers et la terrasse non accessible et sont définies dans le tableau 4.7.

Nature	Charges
Cloisons intérieures	100 daN/m <sup>2</sup>
Revêtement de sols (boutiques)	100 daN/m <sup>2</sup>
Réseaux & faux plafonds	50 daN/m <sup>2</sup>
Façades vitrées	100 daN/m <sup>2</sup>
Revêtement d'étanchéité	150 daN/m <sup>2</sup>

**Tableau 4.7 :** bâtiments de bureaux – charges permanentes

#### 4.1.3.2 Charges d'exploitation

Les valeurs caractéristiques  $q_k$  des charges d'exploitation à considérer sur les planchers des bâtiments, définies dans la norme NF EN 1991-1-1/NA [4-8] sont données dans le tableau 4.8.

Bâtiments	Zones	$q_k$ (daN/m <sup>2</sup> )
Habitation (catégorie A, EN 1990- annexe A1 normative, tableau A1.1 [4-1])	Planchers	150
	Escaliers <sup>(3)</sup>	250
	Balcons	350
Bureaux (catégorie B, EN 1990- annexe A1 normative, tableau A1.1 [4-1])	Bureaux	250
	Archives <sup>(2)</sup>	750
	Escaliers <sup>(3)</sup>	250
Boutiques <sup>(1)</sup>	Toutes	500

(1) Rez-de-chaussée des bâtiments

(2) La surface d'archivage est considérée représenter 5% de la surface du plancher.

(3) La surface d'escalier est considérée représenter 5% de la surface du plancher.

**Tableau 4.8 : valeurs caractéristiques des charges d'exploitation**

Les coefficients  $\psi_2$  permettant de déterminer les valeurs quasi-permanentes  $\psi_2 q_k$  des charges d'exploitation, sont définis dans les normes NF EN 1990 et NF EN 1990/NA. Les valeurs de  $\psi_2$  à considérer sont :

- étages courants :  $\psi_2 = 0,3$  (y compris balcons et escaliers) ;
- boutiques :  $\psi_2 = 0,6$  ;
- locaux d'archives :  $\psi_2 = 0,8$ .

Les coefficients de combinaison  $\psi_{2E}$  sont définis par la clause 4.2.4(2)P et le tableau 4.2 des normes NF EN 1998-1 [4-7] et NF 1998-1/NA [4-8] :

$$\psi_{2E} = \varphi \psi_2$$

Pour les étages des bâtiments des catégories A et B, le coefficient  $\varphi$  est pris égal à 0,8, les étages étant considérés à occupations corrélées. Pour les boutiques et les locaux d'archives, le coefficient  $\varphi$  est pris égal à 1,0.

Les valeurs de combinaison  $\psi_{2E} q_k$  des charges d'exploitation retenues sont récapitulées dans le tableau 4.9.

Usages	Zones	$\psi_{2E} q_k$ (daN/m <sup>2</sup> )
Habitation (catégorie A)	Planchers	37
	Balcons	84 <sup>(2)</sup>
Bureaux (catégorie B)	Toutes	87
Boutiques <sup>(1)</sup>	Toutes	300

(1) Rez-de-chaussée des bâtiments ;

(2) Charge de 84 daN/m sur le pourtour du bâtiment.

**Tableau 4.9 : charges d'exploitation en situation sismique**

## 4.2 Matériaux

### 4.2.1 Caractéristiques minimales des matériaux

Les caractéristiques minimales des matériaux fixées par la norme NF EN 1998-1 sont rappelées dans le tableau 4.10.

Classes de ductilité	DCL <sup>(2)</sup>	DCM	DCH
Béton		C16/20 (Clause 5.4.1.1 (1)P)	C20/25 (Clause 5.5.1.1 (1)P)
Armatures <sup>(1)</sup>	Classe B ou C (Clause 5.3.2 (1)P)	Classe B ou C Clause 5.4.1.1 (3)P	Classe C (Clause 5.5.1.1 (3)P)

(1) classes d'armatures selon tableau C1 de la norme NF EN 1992-1-1.

(2) pour mémoire.

**Tableau 4.10** : Caractéristiques minimales des matériaux

### 4.2.2 Caractéristiques du béton

L'étude est menée en considérant un béton de classe de résistance minimale C25/30. Les valeurs de calcul, définies dans la norme NF EN 1992-1-1 [4.5], sont précisées dans le tableau 4.11. La loi de comportement retenue pour le béton comprimé est la loi parabole-rectangle.

Résistance caractéristique en compression $f_{ck}$ :	25 MPa
Valeur moyenne de la résistance en traction $f_{ctm}$ :	2,6 MPa
Module d'élasticité sécant $E_{cm}$ :	31 GPa
Déformation relative $\varepsilon_{c2}$ du béton en compression :	2,0 ‰
Déformation relative ultime $\varepsilon_{cu}$ du béton en compression :	3,5 ‰

**Tableau 4.11** : Caractéristiques du béton

### 4.2.3 Caractéristiques des armatures

L'étude est menée en considérant des armatures de classe B. Les valeurs de calcul, définies dans la norme NF EN 1992-1-1 [4.5], sont précisées dans le tableau 4.12. La loi de comportement retenue pour l'acier comporte une branche supérieure horizontale.

Limite caractéristique d'élasticité $f_{yk}$ :	500 MPa
Valeur minimale de $k = (f_t/f_y)_k$ :	$\geq 1,08$
Valeur caractéristique de la déformation $\varepsilon_{uk}$ sous charge maximale :	$\geq 5 \%$
Module d'élasticité $E_s$ :	200 GPa

**Tableau 4.12** : Caractéristiques des armatures de béton

#### 4.2.4 Coefficients partiels pour situation sismique

Le séisme est considéré comme une action accidentelle. Les coefficients partiels applicables aux résistances des matériaux, définis par la clause 5.2.4(3) de la norme NF EN 1998-1/NA [4.8], sont rappelés dans le tableau 4.13.

Matériaux	Coefficients	Valeurs
Béton	$\gamma_c$	1,3
Armatures	$\gamma_s$	1,0

**Tableau 4.13** : Matériaux – coefficients partiels

#### 4.3 Méthode de calcul

La méthode de calcul des bâtiments est détaillée dans le paragraphe 4.8. Les principales hypothèses du calcul sont les suivantes :

- dans chaque direction horizontale, l'accélération spectrale est prise égale à l'accélération maximale du spectre de réponse (au niveau du plateau),
- l'action verticale du séisme n'est pas prise en compte,
- le dimensionnement est effectué pour la ductilité moyenne (classe DCM),
- le système de contreventement des bâtiments est constitué de voiles non couplés de grandes dimensions en béton peu armé.

L'analyse de la structure est effectuée par la méthode des forces latérales. Les effets accidentels de la torsion sont pris en compte. Les forces horizontales et les couples de torsion sont distribués dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan et en utilisant un modèle spatial, cf. § 3.2.1 et §7.2.

La justification de la résistance des voiles est effectuée pour les sollicitations normales (résistance à la flexion composée et au flambement) et tangentes (résistance au cisaillement des sections et au glissement des surfaces de reprise de bétonnage).

#### 4.4 Dispositions constructives

Les dispositions constructives doivent être conformes à celles décrites dans le guide des dispositions constructives parasismiques de l'AFPS [4- 9] et sont rappelées ci-après. Il est considéré que les murs sont de grandes dimensions en béton peu armé.

Les armatures verticales nécessaires pour satisfaire l'état limite ultime de résistance en flexion composée ou pour respecter les conditions de ferrailage minimal doivent être maintenues par des armatures transversales de confinement. Le diamètre  $d_{bw}$  et l'espacement vertical  $s$  des armatures de confinement (clause 5.4.3.5.3(1) – NF EN 1998-1) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$d_{bw} \geq \max(6\text{mm}; d_{bL} / 3)$$

$$s \leq \min(100\text{mm}; 8d_{bL})$$

où  $d_{bL}$  est le diamètre minimal des armatures verticales maintenues.

Les armatures verticales nécessaires pour satisfaire à l'état limite ultime de résistance en flexion composée doivent être concentrées dans des éléments dits de rive qui sont situés aux extrémités de la section transversale. La longueur  $l_{w0}$  de ces éléments de rive (clause 5.4.3.5.3(2) – NF EN 1998-1) est telle que :

$$l_{w0} = \max\left(b_{w0}; \frac{3b_{w0} \sigma_{cm}}{f_{cd}}\right)$$

où  $\sigma_{cm}$  est la valeur moyenne de la contrainte de compression du béton dans la zone comprimée de la section sollicitée en flexion composée à l'état limite ultime.

Dans les cas courants, la longueur  $l_{w0}$  est inférieure à  $2 b_{w0}$ .

Des chaînages continus verticaux ou horizontaux doivent être prévus :

- sur les bords libres des murs, y compris sur les éventuels retours en ailes,
- aux intersections des murs,
- aux niveaux des planchers,
- autour des ouvertures.

Les ferrillages des chaînages verticaux sont continus sur la hauteur d'un étage et se recouvrent d'étage à étage. Au niveau supérieur du dernier étage, ils sont ancrés dans la dalle du plancher haut.

Des chaînages horizontaux continus sont prévus sur toute la périphérie du bâtiment. Les chaînages intérieurs sont également continus et ancrés à leurs extrémités dans le chaînage périphérique.

Les longueurs des recouvrements et les armatures de couture de ces derniers doivent satisfaire aux prescriptions de la norme NF EN 1992-1-1 complétées par celles du paragraphe 5.6.3 de la norme NF EN 1998-1.

Le diamètre  $d_{bL}$  minimal (clause 5.4.3.5.3(2) – NF EN 1998-1) des armatures verticales des chaînages est de 10 mm (chaînage de type CV1) à l'exception des cas suivants où il ne doit pas être inférieur à 12 mm (chaînage de type CV2) :

- sur le premier niveau du bâtiment,
- dans tout étage où la longueur  $l_w$  du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus d'un tiers de la hauteur d'étage  $h_s$  ou de un mètre (clause 5.4.3.5.3(4) – NF EN 1998-1/NA), en retenant la valeur la plus faible.

Les ferrillages minimaux à disposer en tant que chaînages dans les murs sont fixés par les normes NF EN 1992-1-1, NF EN 1992-1-1/NA, NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1/NA. Les armatures de ces chaînages sont à haute adhérence et ont une limite d'élasticité  $f_{yk}$  de 500 MPa. Les ferrillages minimaux résultant de l'application de ces normes sont décrits ci-après :

- Ferrillage minimal requis par la norme NF EN 1998-1 (clause 5.4.3.5.3(4) – NF EN 1998-1/NA) :
  - ferrillage longitudinal minimal des chaînages verticaux de type CV1 : 4 HA12 ;
  - ferrillage longitudinal minimal des chaînages verticaux de type CV2 : 4 HA10 ;
  - ferrillage longitudinal minimal des chaînages horizontaux :
    - la section  $A_{min}$  du chaînage périphérique est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  (clause 5.4.3.5.3(4) – NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1/NA) ;
    - la section  $A_{min}$  des chaînages intérieurs à disposer aux intersections des murs et des planchers doit satisfaire (clause 5.4.3.5.3(4) – NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1/NA) :

$$A_{min} \geq \max(0,28L_{ch}; 1,5\text{cm}^2) ;$$

où  $L_{ch}$  est la largeur chaînée, c'est-à-dire la distance en mètre entre deux murs adjacents. Lorsque le mur étudié est situé entre deux autres murs distants de ce dernier de  $L_1$  et  $L_2$ , la valeur de  $L_{ch}$  à considérer est la suivante :

$$L_{ch} = \frac{L_1 + L_2}{2} ;$$

- ferrillage longitudinal minimal des chaînages horizontaux et verticaux à disposer autour des traversées dans les murs : 2 HA10 ;
- ferrillage transversal : les armatures longitudinales des chaînages verticaux doivent être maintenues par des armatures transversales de diamètre  $d_{bw}$  au moins égal à 6 mm et d'espacement  $s$  au plus égal à 100 mm. Cette disposition s'applique également aux armatures verticales nécessaires à la résistance en flexion composée.
- Ferrillage minimal requis par le paragraphe 9.10.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son annexe nationale pour les chaînages horizontaux :
  - la section  $A_{min}$  d'un chaînage est d'au moins  $1,2 \text{ cm}^2$  ;

Note : cette section est ici rappelée pour mémoire. Elle est en effet inférieure à la section requise par la norme NF EN 1998-1/NA.

- le ferrailage du chaînage périphérique peut être disposé à moins de 1,20 m de la rive du plancher et doit équilibrer en situation durable ou transitoire l'effort de traction  $F_{\text{tie,per}}$  défini ci-après :

$$F_{\text{tie,per}} = \min(L_{\text{rive}} q_1 ; Q_2)$$

où :  $q_1 = 15 \text{ kN/m}$ ,

$$Q_2 = 70 \text{ kN},$$

$L_{\text{rive}}$  est la longueur de la travée de rive, mesurée perpendiculairement à la direction du chaînage ;

- les ferrailages des chaînages intérieurs peuvent être soit régulièrement répartis dans les dalles, soit concentrés au droit des murs où ils sont alors disposés à moins de 0,50 m du dessus ou du dessous des dalles des planchers. Le ferrailage d'un chaînage doit équilibrer en situation durable ou transitoire l'effort de traction  $F_{\text{tie,int}}$  défini ci-après :

$$F_{\text{tie,int}} = \min(L_{\text{ch}} q_3 ; Q_4)$$

où :  $q_3 = 15 \text{ kN/m}$ ,

$$Q_4 = 70 \text{ kN},$$

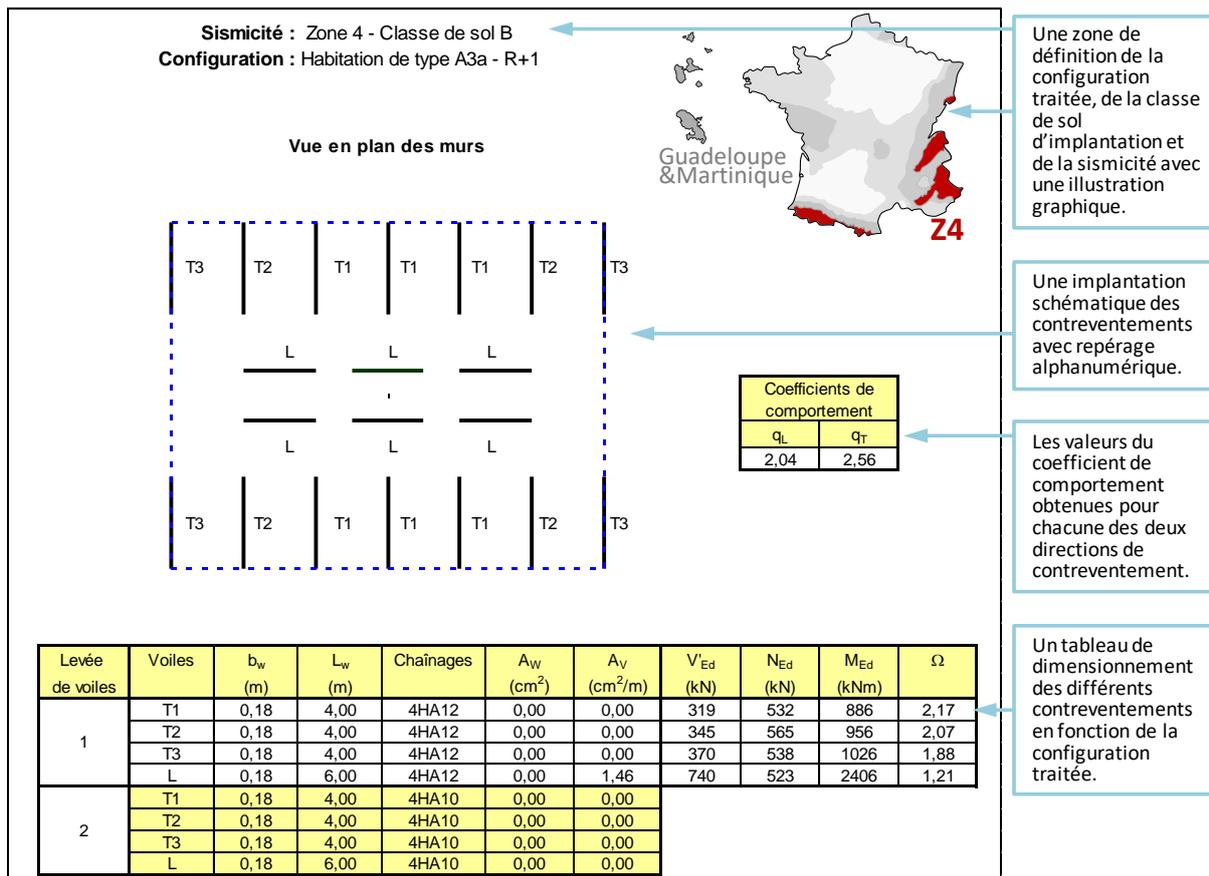
$L_{\text{ch}}$  est la largeur chaînée, mesurée perpendiculairement à la direction du chaînage. Lorsque le mur étudié est situé entre deux autres murs distants de ce dernier de  $L_1$  et  $L_2$ , la valeur de  $L_{\text{ch}}$  à considérer est la suivante :

$$L_{\text{ch}} = \frac{L_1 + L_2}{2} ;$$

## 4.5 Tableaux de dimensionnement

### 4.5.1 Présentation des tableaux

- le rappel de la zone de sismicité, la classe de sol et la configuration traitée avec un schéma de la vue en plan de l'ouvrage avec représentation schématique et numérotation des voiles,
- les valeurs des coefficients de comportement  $q$  déterminées dans chaque direction,  $q_L$  désignant la valeur considérée dans la direction longitudinale (parallèle au plan des voiles repérés L) et  $q_T$  la valeur prise en compte dans l'autre direction,
- un tableau de dimensionnement de chaque voile de contreventement.



**Tableau 4.14 : Structure des tableaux de dimensionnement des bâtiments en béton armé**

Le tableau de dimensionnement présente les résultats des calculs. Les résultats fournis pour chaque levée de voiles sont les suivants :

- les épaisseurs  $b_w$  des voiles exprimées en m,
- les longueurs  $L_w$  des voiles exprimées en m,
- les ferrillages verticaux à disposer sous la forme de chaînages à chaque extrémité des voiles,
- les sections d'acier horizontales  $A_w$  d'effort tranchant exprimées en cm<sup>2</sup> issues du calcul à disposer sous la forme de chaînages dans le plancher situé en tête des voiles,
- les ferrillages verticaux répartis  $A_v$  en cm<sup>2</sup>/m à disposer le long et de part et d'autre des reprises de bétonnage situées à la base des voiles.

Pour la première levée de voiles, les sollicitations à la base des voiles et le coefficient  $\Omega$  sont également fournis :

- $V'_{Ed}$  est l'effort tranchant exprimé en kN,
- $N_{Ed}$  est l'effort normal exprimé en kN,
- $M_{Ed}$  est le moment de flexion exprimé en kNm.
- $\Omega = \min\left(q; \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)$  (voir paragraphe 4.7 pour l'utilisation de ce coefficient).

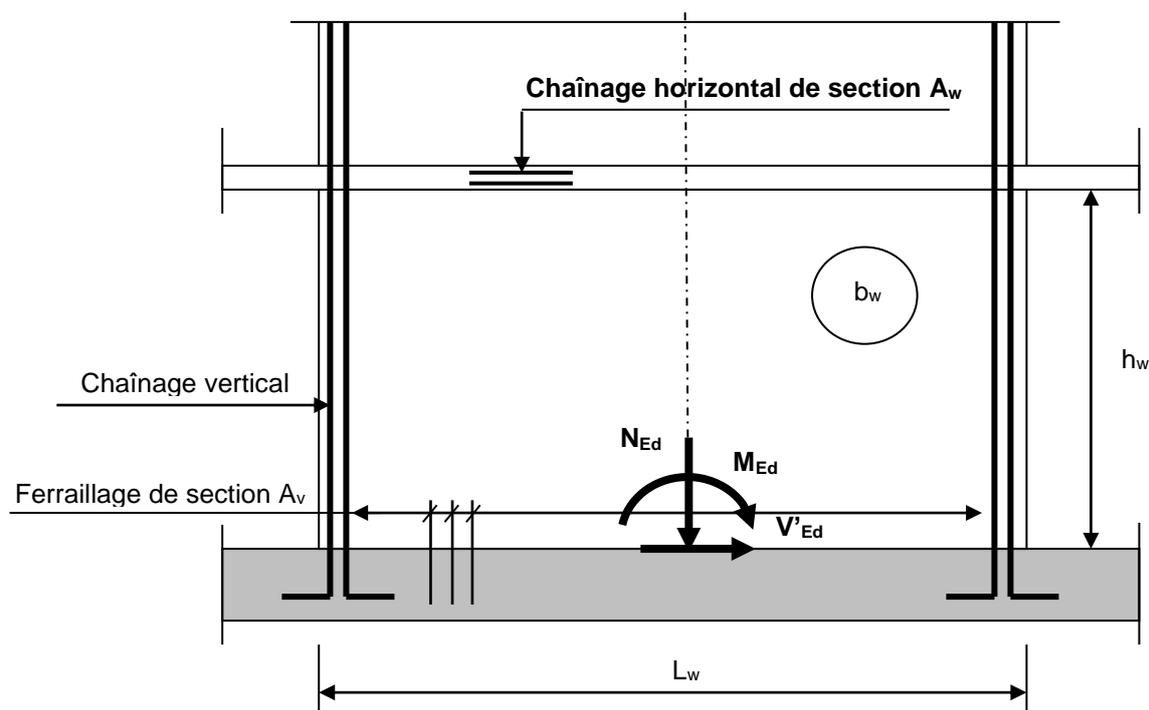
Les ferraillements verticaux minimaux ou chaînages à disposer à chaque extrémité d'un voile sont pris en compte dans les tableaux. Ils sont de :

- 4HA12 sur la hauteur du premier étage,
- 4HA10 sur la hauteur des étages supérieurs.

Par contre, les ferraillements horizontaux minimaux ou chaînages horizontaux de section  $A_w$  à disposer au niveau de chaque plancher ne sont pas précisés dans les tableaux et il convient de se référer au paragraphe 4.4 pour déterminer leur section.

Les éventuels ferraillements verticaux répartis  $A_v$  à disposer le long et de part et d'autre des reprises de bétonnage situées à la base des voiles doivent être ancrés de part et d'autre de ces surfaces de reprise sur une longueur d'ancrage égale à 1,5 fois la longueur d'ancrage évaluée selon la norme NF EN 1992-1-1 et ce conformément à la clause 5.4.3.5.2(4) de la norme NF EN 1998-1.

Ces éléments et grandeurs sont synthétisés sur la figure 4.7.



**Figure 4.7 :** Elévation d'un voile – Notations

Ces tableaux de dimensionnement sont fournis pour les configurations repérées par une croix dans le tableau 4.15 pour les bâtiments à usage d'habitation et le tableau 4.16 pour ceux à usage de bureaux. Hormis la configuration A3a sur sol de classe B, traitée à titre d'exemple dans le paragraphe 4.5.2, les tableaux de dimensionnement sont présentés dans un document annexe.

L'attention du lecteur est attirée sur le fait que des fondations superficielles de type semelle filante sous voile ne sont pas toujours réalisables pour les configurations étudiées et ce compte tenu des moments de renversement à considérer pour le dimensionnement des fondations (voir paragraphe 4.7). Des solutions de types semelle filante rigide commune à plusieurs voiles, radier, fondations semi-profondes ou profondes, peuvent dans certains cas être envisagées. Pour la reprise des efforts horizontaux, des longrines ou diaphragmes peuvent par ailleurs être utilisés pour répartir ces efforts sur plusieurs fondations.

Bâtiments d'habitation Configurations		Zone 3 Classes de sol			Zone 4 Classes de sol			Zone 5 Classes de sol		
		A	B	C	A	B	C	A	B	C
A1a	R+1	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+2	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+3	x	x	x	x	x	x	x		
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A2a	R+1	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+2	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+3	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+4	x	x	x	x	x	x	x	x	x
A3a	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A4a	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A5a	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A1b	R+1	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+2	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+3	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+4	x	x	x	x	x	x	x	x	x
A2b	R+1	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+2	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+3	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+4	x	x	x	x	x	x	x	x	x
A3b	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A4b	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A5b	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A6b	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
A7b	R+1	x	x	x	x	x	x			
	R+2	x	x	x	x	x	x			
	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			

**Tableau 4.15** : Domaine couvert par les tableaux de dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé pour des bâtiments à usage d'habitation

Bâtiments de bureaux Configurations		Zone 3			Zone 4			Zone 5		
		Classes de sol			Classes de sol			Classes de sol		
		A	B	C	A	B	C	A	B	C
B1	R+3	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+4	x	x	x	x	x	x	x	x	x
B2	R+3	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R+4	x	x	x	x	x	x	x	x	x
B3	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
B4	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
B5	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			
B6	R+3	x	x	x	x	x	x			
	R+4	x	x	x	x	x	x			

**Tableau 4.16** : Domaine couvert par les tableaux de dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé pour des bâtiments à usage de bureaux

#### 4.5.2 Application à une configuration donnée

La configuration A3a étudiée ici à titre d'exemple est celle d'un bâtiment d'habitation fondé sur un sol de classe B et situé en zone de sismicité 4. Le dimensionnement a été mené pour les types R+1, R+2, R+3 et R+4. Les tableaux de résultats sont fournis sur les pages suivantes. Les tableaux 4.17 à 4.20 illustrent les dimensionnements obtenus.

Pour les types R+1 et R+2, l'épaisseur de tous les voiles est de 180 mm. Pour le type R+3, l'épaisseur des voiles longitudinaux L est portée à 250 mm. Pour le type R+4, les voiles ont une épaisseur de 200 ou 250 mm.

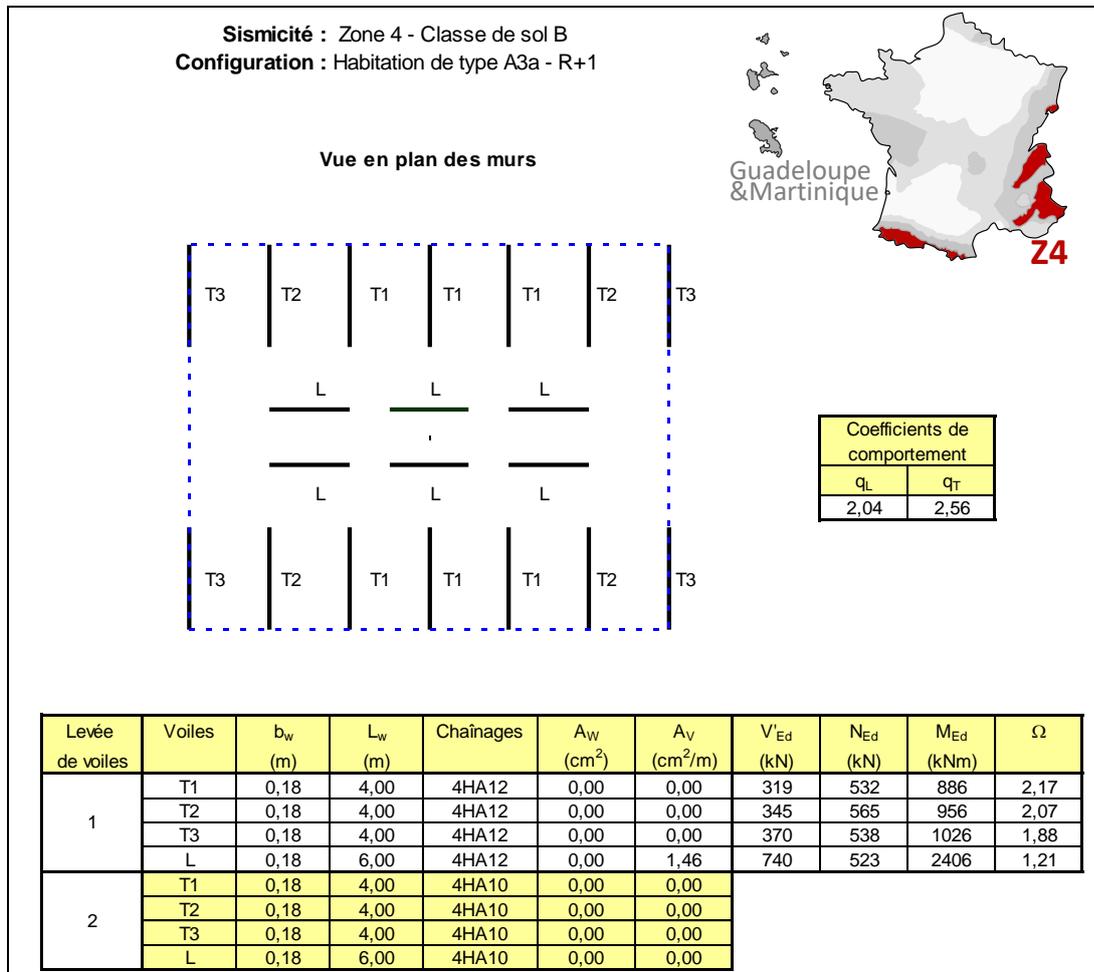
Les voiles transversaux, repérés par la lettre T, sont armés sur toute leur hauteur avec le ferrailage minimal pour les types R+1 et R+2. Un ferrailage plus important est nécessaire pour les types R+3 et R+4 et les voiles situés sur les façades sont les plus armés car ces derniers sont les plus sollicités par la torsion d'ensemble.

Les voiles longitudinaux sont plus sollicités que les voiles transversaux. Ils sont en effet nettement moins nombreux et par conséquent soumis à des efforts tranchants et des moments de flexion plus importants. Ces voiles, repérés par la lettre L, ne sont armés avec le ferrailage minimal que pour le type R+1.

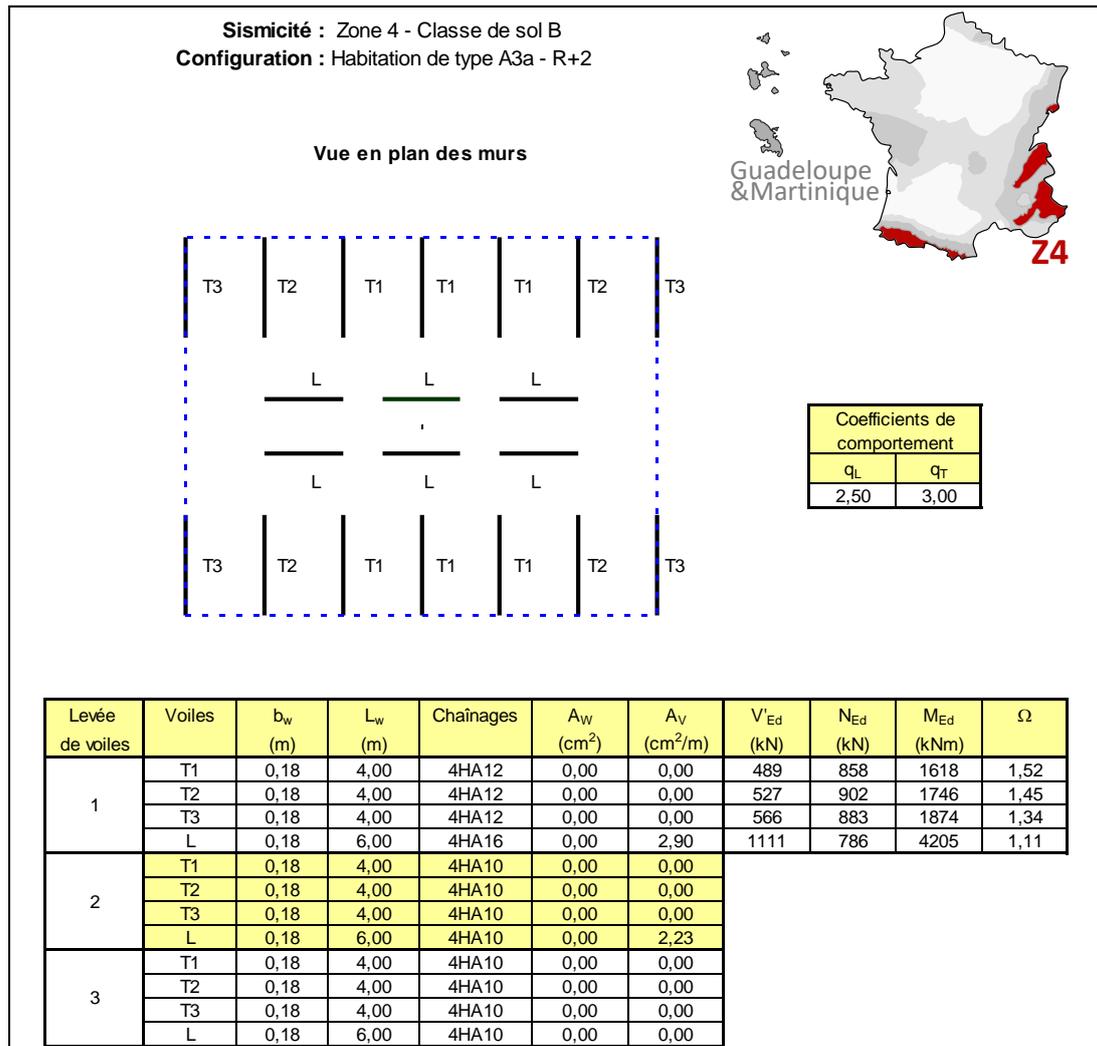
Aucune section d'acier horizontale  $A_w$  d'effort tranchant n'est requise par le calcul dans les voiles de la configuration étudiée. Les ferrillages transversaux à mettre en place seront donc constitués par les chaînages horizontaux minimaux à disposer aux niveaux des planchers dont les sections sont précisées au paragraphe 4.4.

Des armatures verticales de couture de section  $A_v$  par unité de longueur de voile sont à disposer de part et d'autre des surfaces de reprise de bétonnage situées à la base de plusieurs des voiles longitudinaux :

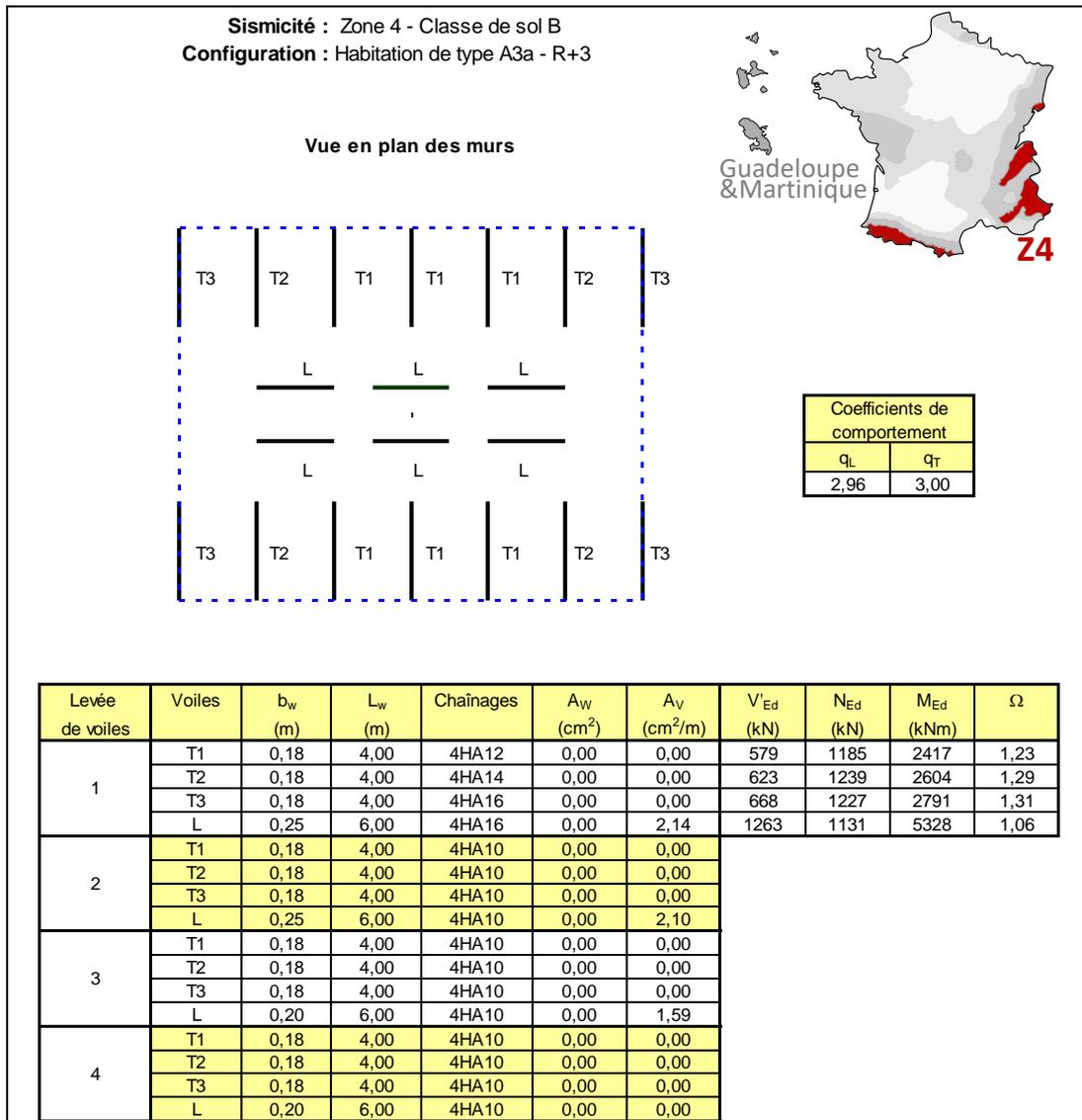
- à la base de la première levée de voiles pour le type R+1,
- à la base des première et seconde levées de voiles pour le type R+2,
- à la base des première, seconde et troisième levées de voiles pour le type R+3,
- à la base des première, seconde, troisième et quatrième levées de voiles pour le type R+4.



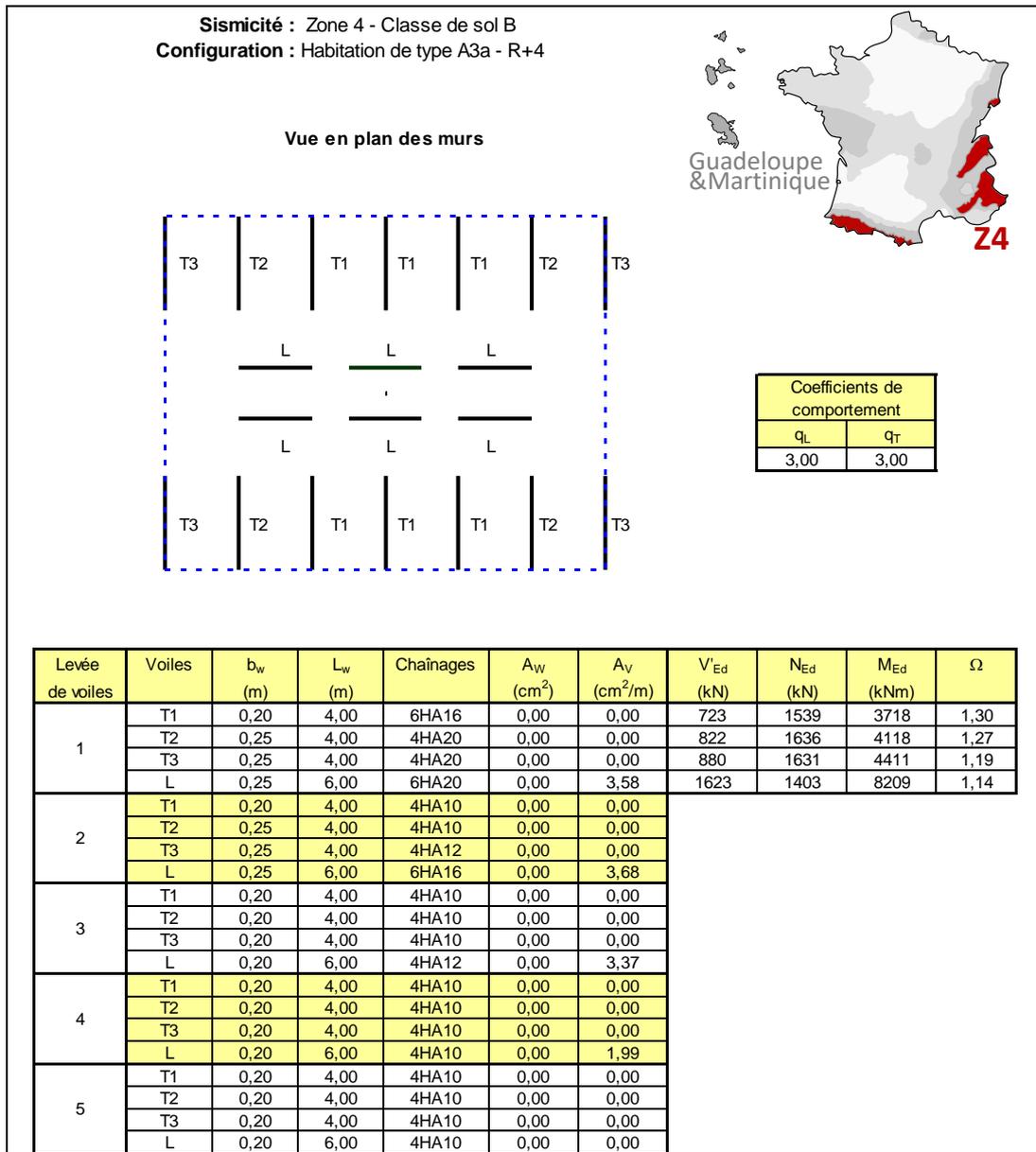
**Tableau 4.17** : Tableau de dimensionnement pour la configuration A3a sur sol B en zone de sismicité 4, en configuration R+1



**Tableau 4.18 : Tableau de dimensionnement pour la configuration A3a sur sol B en zone de sismicité 4, en configuration R+2**



**Tableau 4.19 : Tableau de dimensionnement pour la configuration A3a sur sol B en zone de sismicité 4, en configuration R+3**



**Tableau 4.20 : Tableau de dimensionnement pour la configuration A3a sur sol B en zone de sismicité 4, en configuration R+4**

## 4.6 Analyse des résultats

Les tableaux suivants récapitulent les configurations de bâtiments d'habitation (catégorie A, EN 1990-annexe A1 normative, tableau A1.1 [4-1]) pour lesquelles les voiles transversaux et/ou longitudinaux ont une épaisseur de 180 mm. Les lettres T et L se rapportent respectivement aux voiles transversaux et longitudinaux. Les voiles ont une épaisseur de 180 mm lorsque la case « e = 180 mm » est cochée l'épaisseur de ces voiles pouvant être plus importante lorsque la case n'est pas cochée. Ils sont armés avec le pourcentage minimal d'armatures lorsque la case «  $A_{\text{minimal}}$  » est cochée et avec un ferrailage plus important lorsque la case n'est pas cochée. Les configurations pour lesquelles les cases sont barrées n'ont pas été étudiées (voir tableaux du §**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

Les tableaux donnés en annexe précisent les épaisseurs et le ferrailage des voiles des configurations non traitées ci-après, et des bâtiments de bureaux (catégorie B, EN 1990-annexe A1 normative, tableau A1.1 [4-1]) pour lesquels chaque configuration constitue un cas particulier.

Cas	Types	Voiles	Zone 3			Zone 4			Zone 5				
			Classes de sol			Classes de sol			Classes de sol				
			A	B	C	A	B	C	A	B	C		
A1a	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			$A_{\text{minimal}}$	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
		L	e = 180 mm	x	x	x	x		x				
			$A_{\text{minimal}}$	x									
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x				
			$A_{\text{minimal}}$	x	x	x	x	x	x				
		L	e = 180 mm										
			$A_{\text{minimal}}$										
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x				
			$A_{\text{minimal}}$	x	x	x	x	x					
		L	e = 180 mm										
			$A_{\text{minimal}}$										
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x							
		$A_{\text{minimal}}$	x	x									
	L	e = 180 mm											
		$A_{\text{minimal}}$											
A2a	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			$A_{\text{minimal}}$	x	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			x	
			$A_{\text{minimal}}$	x	x	x	x	x					
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			$A_{\text{minimal}}$	x	x	x	x	x	x				
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x					
			$A_{\text{minimal}}$	x	x								
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x				
			$A_{\text{minimal}}$	x	x	x	x						
		L	e = 180 mm	x	x	x	x						
			$A_{\text{minimal}}$	x									
R+4	T	e = 180 mm	x	x		x							
		$A_{\text{minimal}}$	x										
	L	e = 180 mm											
		$A_{\text{minimal}}$											

**Tableau 4.21 :** Cas A1a et A2a : configurations pour lesquelles le pourcentage minimal d'armatures est suffisant pour respecter les exigences de la situation sismique

Cas	Types	Voiles		Zone 3			Zone 4			Zone 5		
				Classes de sol			Classes de sol			Classes de sol		
				A	B	C	A	B	C	A	B	C
A3a	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
	A <sub>minimal</sub>		x	x	x	x	x	x				
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
	A <sub>minimal</sub>		x	x	x	x						
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x					
		L	e = 180 mm	x	x	x	x					
	A <sub>minimal</sub>		x	x	x	x						
R+4	T	e = 180 mm	x	x		x						
		A <sub>minimal</sub>	x									
	L	e = 180 mm	x			x						
A <sub>minimal</sub>		x										
A4a	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
	A <sub>minimal</sub>		x	x	x	x	x					
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
	A <sub>minimal</sub>		x	x		x						
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x					
		L	e = 180 mm	x	x	x	x					
	A <sub>minimal</sub>		x	x								
R+4	T	e = 180 mm	x	x		x						
		A <sub>minimal</sub>	x									
	L	e = 180 mm	x									
A <sub>minimal</sub>		x										
A5a	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
	A <sub>minimal</sub>		x	x	x	x	x					
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
	A <sub>minimal</sub>		x	x	x	x						
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x				
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x					
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x				
	A <sub>minimal</sub>		x	x	x	x						
R+4	T	e = 180 mm	x	x		x						
		A <sub>minimal</sub>	x									
	L	e = 180 mm	x			x						
A <sub>minimal</sub>		x										

**Tableau 4.22** : Cas A3a à A5a : configurations pour lesquelles le pourcentage minimal d'armatures est suffisant pour respecter les exigences de la situation sismique

Cas	Types	Voiles		Zone 3			Zone 4			Zone 5				
				Classes de sol			Classes de sol			Classes de sol				
				A	B	C	A	B	C	A	B	C		
A1b	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x		
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x			x	
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x							
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x	x	x			
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x						
			A <sub>minimal</sub>	x										
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x	x				
	L	T	e = 180 mm	x	x									
			A <sub>minimal</sub>											
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x								
		A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x								
L	T	e = 180 mm												
		A <sub>minimal</sub>												
A2b	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x					
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x	x				
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x	x		x							
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x	x				
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x						
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x							
			A <sub>minimal</sub>	x										
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x								
		A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x								
L	T	e = 180 mm												
		A <sub>minimal</sub>												
A3b	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x					
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x							
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x					
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x	x									
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x						
	L	T	e = 180 mm	x	x	x	x							
			A <sub>minimal</sub>	x										
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x								
		A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x								
L	T	e = 180 mm												
		A <sub>minimal</sub>												

**Tableau 4.23** : Cas A1b et A3b : configurations pour lesquelles le pourcentage minimal d'armatures est suffisant pour respecter les exigences de la situation sismique

Cas	Types	Voiles		Zone 3			Zone 4			Zone 5		
				Classes de sol			Classes de sol			Classes de sol		
				A	B	C	A	B	C	A	B	C
A4b	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x					
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x				
		L	e = 180 mm	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x								
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x						
		A <sub>minimal</sub>	x	x		x						
	L	e = 180 mm										
		A <sub>minimal</sub>										
A5b	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x				
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x							
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x				
		L	e = 180 mm	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x								
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x						
		A <sub>minimal</sub>	x	x		x						
	L	e = 180 mm										
		A <sub>minimal</sub>										
A6b	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x				
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x					
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x				
		L	e = 180 mm	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x								
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x						
		A <sub>minimal</sub>	x	x		x						
	L	e = 180 mm	x									
		A <sub>minimal</sub>										

**Tableau 4.24** : Cas A4b et A6b : configurations pour lesquelles le pourcentage minimal d'armatures est suffisant pour respecter les exigences de la situation sismique

Cas	Types	Voiles	Zone 3			Zone 4			Zone 5			
			Classes de sol			Classes de sol			Classes de sol			
			A	B	C	A	B	C	A	B	C	
A7b	R+1	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x				
	R+2	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x	x			
		L	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x		x					
	R+3	T	e = 180 mm	x	x	x	x	x	x			
			A <sub>minimal</sub>	x	x	x	x	x				
		L	e = 180 mm	x	x	x	x					
			A <sub>minimal</sub>	x								
R+4	T	e = 180 mm	x	x	x	x						
		A <sub>minimal</sub>	x	x		x						
	L	e = 180 mm	x									
		A <sub>minimal</sub>										

**Tableau 4.25** : Cas A7b : configurations pour lesquelles le pourcentage minimal d'armatures est suffisant pour respecter les exigences de la situation sismique

## 4.7 Note sur le dimensionnement des fondations

Le dimensionnement des fondations doit respecter les exigences fixées dans le paragraphe 4.4.2.6 de la norme NF EN 1998-1 [4-7]. La clause (3) de ce paragraphe précise que les effets de l'action sismique sur les fondations doivent être déduits de considérations de dimensionnement en capacité en tenant compte d'éventuelles sur-résistances. Pour les fondations d'éléments verticaux individuels, l'exigence précédente est satisfaite si ces fondations sont dimensionnées en prenant en compte les valeurs de calcul des effets de l'action  $E_{F,d}$  déterminées comme suit (clause 4.4.2.6(4)) :

$$E_{F,d} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$$

où :  $E_{F,G}$  est l'effet dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul,

$\gamma_{Rd}$  est le coefficient de sur-résistance,

$E_{F,E}$  est l'effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul,

$\Omega$  est la valeur du rapport ( $R_{di}/E_{di}$ ) de la zone dissipative ou de l'élément  $i$  de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet  $E_F$ , où :

-  $R_{di}$  est la résistance de calcul de la zone ou de l'élément  $i$ ,

-  $E_{di}$  est la valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément  $i$  pour la situation sismique de calcul.

Les valeurs des efforts tranchants et des moments de flexion données dans les tableaux de dimensionnement ne tiennent pas compte des coefficients  $\Omega$  et  $\gamma_{Rd}$  fixés dans le paragraphe 4.4.2.6 de la norme NF EN 1998-1 [4-7] et nécessaires au calcul des sollicitations à considérer pour le dimensionnement des fondations.

Le coefficient de comportement  $q$  étant dans tous les cas inférieur à 3, le coefficient  $\gamma_{Rd}$  est égal à 1. Le coefficient  $\Omega$  est variable d'un voile à un autre :

$$\Omega = \min \left( q ; \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)$$

Où  $M_{Rd}$  est le moment résistant du voile en flexion composée.

Note : pour les fondations communes à plusieurs voiles et conformément à la clause (8) du paragraphe 4.4.2.6 de la norme NF EN 1998-1 [4-7], le coefficient  $\Omega$  peut être pris égal à 1 à condition de prendre en compte un coefficient  $\gamma_{Rd}$  égal à 1,4.

Les coefficients  $\Omega$  ont été calculés pour tous les voiles dans chacune des configurations étudiées. Les valeurs de ces coefficients sont données dans les tableaux de dimensionnement.

## 4.8 Annexe – Méthode de calcul

### 4.8.1 Action du séisme

L'interaction entre le sol et la structure n'est pas prise en compte dans les calculs. Lors du calcul de la réponse de la structure à l'action horizontale du séisme, la première partie du spectre de réponse n'est donc pas considérée et remplacée par la seconde partie. La réponse de la structure est de plus déterminée en admettant que sa période est inférieure à  $T_c$ . L'accélération spectrale  $S_d$  est par conséquent prise égale à :

$$S_d = a_g S \frac{2,5}{q}$$

où  $q$  est le coefficient de comportement.

Conformément à la clause 4.3.3.5.2(1) de la norme NF EN 1998-1, l'action verticale du séisme n'est pas prise en compte.

### 4.8.2 Combinaisons des effets des composantes de l'action sismique

Les effets de l'action dus à la combinaison des composantes horizontales de l'action sismique sont calculés en utilisant les deux combinaisons suivantes :

$$a) \quad E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy}$$

$$b) \quad 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

où :

" + " signifie " être combiné avec " cf  $\pm$  ;

$E_{Edx}$  sont les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal  $x$  choisi pour la structure ;

$E_{Edy}$  sont les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique le long de l'axe horizontal  $y$  orthogonal à l'axe  $x$  de la structure.

### 4.8.3 Classe de ductilité et coefficient de comportement

Le dimensionnement sismique des bâtiments étudiés est effectué pour la ductilité moyenne (classe DCM). Le système de contreventement des bâtiments est constitué de voiles non couplés de grandes dimensions en béton peu armé.

Conformément au tableau 5.1 de la norme NF EN 1998-1, la valeur de base  $q_0$  du coefficient de comportement est égale à 3 pour un système de murs non couplés.

La valeur du coefficient de comportement  $q$  est calculée conformément à la clause 5.2.2.2(1)P de la norme NF EN 1998-1 :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

où :

$q_0$  est la valeur de base du coefficient de comportement, égale à 3 ;

$k_w$  est le coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs :

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1,00$$

où  $\alpha_0$  est le rapport de forme prédominant des murs du système structural.

Si les rapports de forme  $h_{wk}/L_{wk}$  de tous les murs  $i$  d'un système structural ne diffèrent pas de manière significative, le rapport de forme prédominant  $\alpha_0$  peut être déterminé à partir de l'expression suivante :

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}$$

où :

$h_{wi}$  est la hauteur du mur  $i$  ;

$L_{wi}$  est la longueur de la section du mur  $i$ .

Un système de voiles peut être considéré comme constitué de voiles de grandes dimensions en béton peu armé à condition de respecter les deux conditions suivantes :

- dans la direction horizontale considérée, il comprend au moins deux voiles dont la dimension horizontale n'est pas inférieure à 4,0 m ou  $2h_w/3$ , en prenant la valeur inférieure, qui portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul ;
- sa période fondamentale  $T_1$  est inférieure ou égale à 0,5 s.

#### 4.8.4 Analyse de la structure

L'analyse de la structure est effectuée par la méthode des forces latérales. Dans chaque direction, l'effort tranchant  $F_b$  à la base de la structure est déterminé au moyen de l'expression suivante :

$$F_b = \lambda M S_d$$

où :

$M$  est la masse totale en mouvement du bâtiment, c'est-à-dire la somme des masses concentrées aux niveaux situés au-dessus du soubassement rigide ;

$\lambda = 0,85$  si la période fondamentale de vibration  $T_1$  du bâtiment est inférieure ou égale à  $2T_c$  et si le bâtiment à plus de deux étages ;

$\lambda = 1,00$  si l'une des deux conditions précédentes n'est pas respectée.

Les effets de l'action sismique sont ensuite déterminés en appliquant, dans chaque direction, des forces horizontales  $F_i$  à tous les niveaux :

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

où :  $F_i$  est la force horizontale agissant au niveau du plancher  $i$  ;

$F_b$  est l'effort tranchant à la base ;

$m_i, m_j$  sont les masses des niveaux  $i$  et  $j$  ;

$z_i, z_j$  sont les hauteurs des masses  $m_i$  et  $m_j$ , mesurées au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (sommet du soubassement rigide).

#### 4.8.5 Effets accidentels de torsion

Afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique, le centre de masse calculé de chaque plancher  $i$  est déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité accidentelle additionnelle :

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i$$

où :  $e_{ai}$  est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau  $i$  par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux ;

$L_i$  est la dimension perpendiculaire à la direction de l'action sismique du plancher  $i$ .

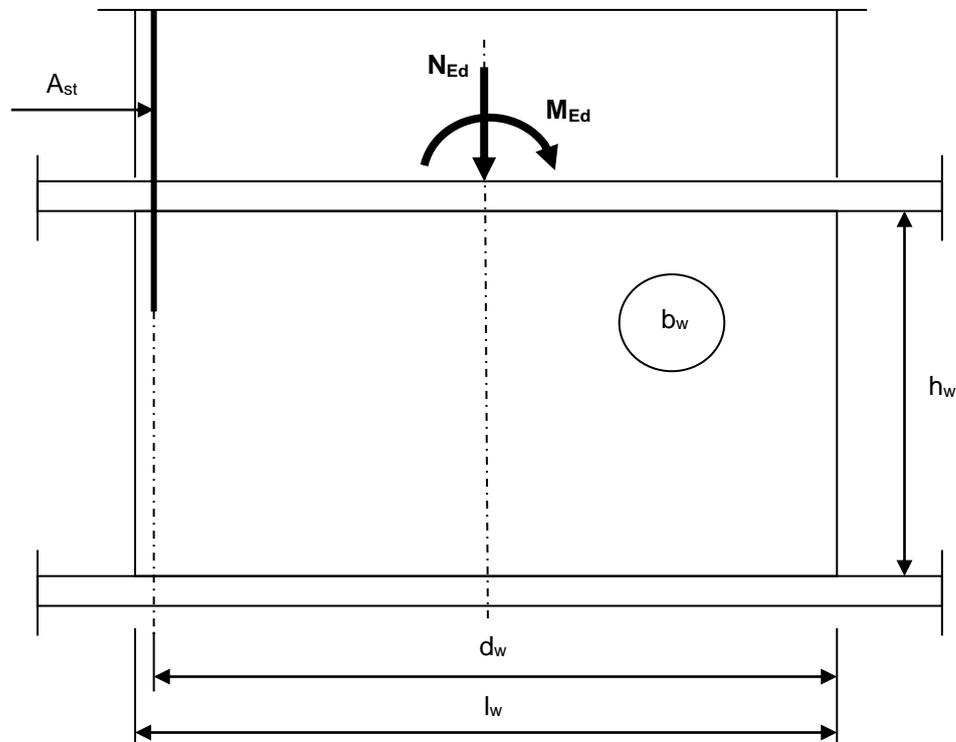
#### 4.8.6 Sollicitations dans les voiles de contreventement

Les forces horizontales  $F_i$  et les couples de torsion sont distribués dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan et en utilisant un modèle spatial.

## 4.8.7 Résistance des voiles de contreventement

### 4.8.7.1 Résistance aux sollicitations normales

Chaque voile de contreventement est sollicité par un effort normal de compression  $N_{Ed}$  et un moment de flexion  $M_{Ed}$ . Les notations utilisées sont précisées sur la figure suivante.



**Figure 4.8** : élévation d'un voile - Notations

Les contraintes de calcul des matériaux sont :

- béton en compression :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
- armatures :  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

La structure est entièrement contreventée par des voiles et peut donc être considérée comme non déplaçable. La longueur de flambement du voile est déterminée conformément à la clause 5.8.3.2(7) de la norme NF EN 1992-1-1 [4-5] qui renvoie au tableau 12-1 de cette même norme. La longueur  $h_0$  de flambement du voile hors de son plan est donnée par :

$$h_0 = \beta h_w$$

où  $\beta$  est un coefficient qui dépend des conditions d'appui du voile sur son contour.

Les voiles des noyaux des bâtiments de bureaux sont maintenus latéralement sur deux, trois ou quatre cotés. Les autres voiles sont uniquement maintenus latéralement en pied et en tête par une dalle et comportent donc deux bords libres.

La valeur du coefficient  $\beta$  est donnée dans le tableau 12-1 de la norme NF EN 1992-1-1 [4-5] pour certaines configurations de maintien latéral et, lorsque la configuration n'y est pas traitée, par les Recommandations Professionnelles.

Les valeurs du coefficient  $\beta$  considérées dans la présente étude sont récapitulées dans le tableau 4.26.

Configurations	$\beta$
Maintien sur quatre cotés	NF EN 1992-1-1 - Tableau 12.1
Un bord libre vertical	NF EN 1992-1-1 - Tableau 12.1
Deux bords libres verticaux <sup>(1)</sup>	0,90 ou 0,95 <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> *Recommandations Professionnelles*

<sup>(2)</sup> *Voiles du dernier niveau des bâtiments*

**Tableau 4.26** : Valeurs des coefficients  $\beta$  en fonction des conditions d'appuis des voiles

La contrainte limite  $f_{cc,lim}$  de compression vis-à-vis du risque de flambement est calculée en utilisant la formule donnée dans les Recommandations Professionnelles [4.10] pour les sections de forme rectangulaire :

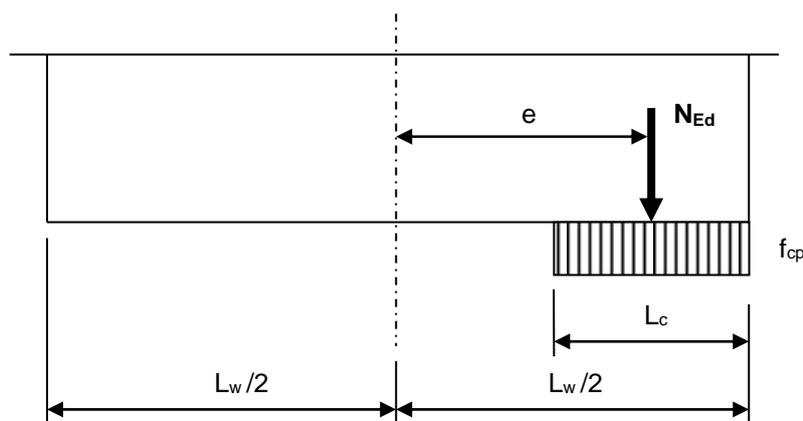
$$f_{cc,lim} = k_h k_s \alpha f_{cd}$$

Le coefficient  $k_h$  est pris égal à 0,93. Le coefficient  $k_s$  est égal à 1 lorsque  $f_{yk} = 500$  MPa. Le coefficient  $\alpha$  dépend de la valeur de l'élançement  $\lambda_v$  de la section :

$$\text{- si } \lambda_v \leq 60, \quad \alpha = \frac{0,86}{1 + (\lambda_w / 62)^2}$$

$$\text{- si } 60 < \lambda_v \leq 120, \quad \alpha = (32 / \lambda_w)^{1,3}$$

En première approche, et si le centre de pression est à l'intérieur de la section, la contrainte de compression sur le béton peut être évaluée sans tenir compte des armatures et en considérant que le diagramme de répartition des contraintes de compression est rectangulaire



**Figure 4.9** : répartition rectangulaire des contraintes à la base d'un voile

$$\text{- position de l'effort normal de compression : } e = M_{Ed} / N_{Ed}$$

$$\text{- hauteur de la zone comprimée : } L_c = 2 \left( \frac{L_w}{2} - e \right) = L_w - 2e$$

$$\text{- contrainte moyenne de compression : } f_{cm} = \frac{N_{Ed}}{b_w (L_w - 2e)}$$

La contrainte de comparaison  $f_{cc}$  à la contrainte limite de compression  $f_{cc,lim}$  est prise égale à la contrainte moyenne calculée sur une bande de voile de longueur  $L_b$  égale à :

$$l_b = \min \left( \frac{2l_c}{3}; \frac{h_w}{2} \right)$$

où  $h_w$  est la hauteur d'étage.

La longueur de bande  $L_b$  considérée est la valeur conseillée par les Recommandations Professionnelles [4-10] et correspond à la valeur donnée dans le DTU n° 23.1.

La contrainte de comparaison  $f_{cc}$  est égale à la contrainte moyenne de compression  $f_{cm}$  donnée ci-avant lorsque la contribution des armatures est négligée et que le centre de pression est situé à l'intérieur de la section de béton.

Si la contrainte  $f_{cc}$  calculée selon l'approche simplifiée exposée ci-avant excède la contrainte limite de compression  $f_{cc,lim}$  ou si le centre de pression est situé à l'extérieur de la section de béton, la vérification de la résistance du voile est réalisée en effectuant le calcul des déformations de la section telles que les sollicitations internes équilibrées par le béton et les armatures soient égales aux sollicitations appliquées :

$$N_{Ed} = N_c + N_s$$

$$M_{Ed} = M_c + M_s$$

Où :

$N_c$  est l'effort normal équilibré par le béton comprimé,

$M_c$  est le moment de flexion équilibré par le béton comprimé,

$N_s$  est l'effort normal équilibré par les armatures tendues,

$M_s$  est le moment de flexion équilibré par les armatures tendues.

Le calcul des déformations  $\varepsilon_c$  du béton et  $\varepsilon_s$  de l'acier est effectué par itération. Les lois de comportement utilisées sont :

- béton en compression : loi parabole-rectangle

$$\text{si } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} = 2^{\circ}/_{\infty}, \quad f_c = f_{cd} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \left( 2 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)$$

$$\text{si } \varepsilon_c > \varepsilon_{co}, \quad f_c = f_{cd}$$

- acier en traction : loi avec branche supérieure inclinée de la norme NF EN 1992-1-1 [4-5]

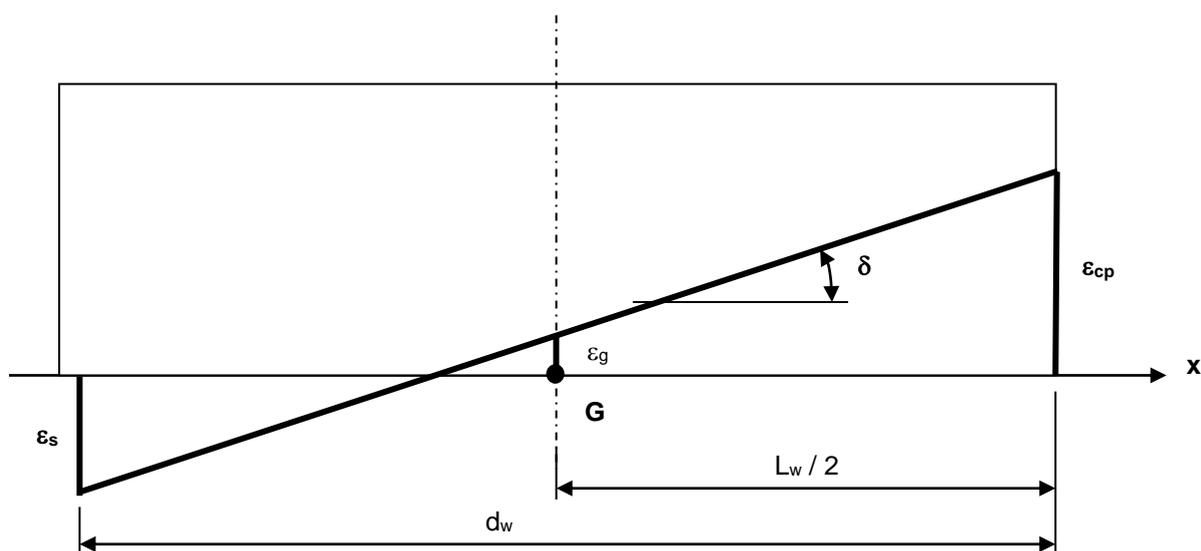
$$\text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} = f_{yd}/E_s, \quad f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$\text{si } \varepsilon_{se} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}, \quad f_s = f_{yd} \left( 1 + (k-1) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{se}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{se}} \right)$$

avec  $\varepsilon_{uk} = 5 \%$  et  $k = 1,08$ .

Si  $\delta$  et  $\varepsilon_g$  désignent respectivement la courbure et la déformation de la section au centre de masse G de la section de béton seul, la déformation  $\varepsilon(x)$  de la fibre d'abscisse x est la suivante :

$$\varepsilon(x) = \varepsilon_g + \delta x$$



**Figure 4.10 : diagramme des déformations**

L'abscisse  $x_n$  de l'axe neutre est telle que :

$$\varepsilon(x_n) = 0 = \varepsilon_g + \delta x_n \quad \text{et} \quad x_n = -\frac{\varepsilon_g}{\delta}$$

La hauteur de la zone comprimée est alors égale à :

$$l_c = \frac{l_w}{2} - x_n = \frac{l_w}{2} + \frac{\varepsilon_g}{\delta}$$

La contrainte de comparaison est donnée par l'expression suivante :

$$f_{cc} = \frac{1}{l_b} \int_{\frac{l_w-l_b}{2}}^{\frac{l_w}{2}} f_c(x) dx$$

Où :  $l_b$  est la longueur de la bande définie au paragraphe précédent,  
 $f_c(x)$  est la contrainte de compression à l'abscisse  $x$ .

La résistance de la section est assurée si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$f_{cc} \leq f_{cc,lim}$$

Le ferrailage disposé à chaque extrémité du voile est constitué d'au moins :

- 4 HA12 sur le premier niveau du bâtiment,
- 4 HA10 sur les autres niveaux.

Conformément à la clause 5.4.3.5.3(2) de la norme NF EN 1998-1, la longueur  $l_{eff}$  des éléments de rive dans laquelle il convient de disposer les armatures verticales est au moins égale à :

$$l_{eff} = \max\left(b_w; \frac{3b_w f_{cm}}{f_{cd}}\right)$$

#### 4.8.7.2 Résistance aux sollicitations tangentés

L'effort tranchant  $V_{Ed}$  à considérer dans les vérifications de la résistance aux sollicitations tangentés est donné par l'expression suivante :

$$V_{Ed} = \frac{1+q}{2} V'_{Ed}$$

Où :

$V'_{Ed}$  est l'effort tranchant issu de l'analyse sismique,  
 $q$  est le coefficient de comportement.

Deux vérifications sont à effectuer : la première concerne la résistance au cisaillement des voiles, la seconde la résistance au glissement des surfaces de reprise de bétonnage situées à la base des voiles.

L'analyse de la résistance au cisaillement d'un voile peut être effectuée en utilisant un modèle constitué de bielles comprimées et de tirants. Les tirants verticaux disposés aux extrémités du voile sont déterminés à partir des sollicitations normales en utilisant la méthode présentée au paragraphe précédent.

La résistance à l'effort tranchant est assurée par le béton seul lorsque ce dernier est inférieur à la valeur de calcul de l'effort tranchant résistant  $V_{Rd,c}$ . Dans le cas des voiles armés, le pourcentage minimal  $\rho_{w,min}$  d'armatures d'effort tranchant est nul. L'effort tranchant résistant  $V_{Rd,c}$  est donné par l'expression suivante :

$$V_{Rd,c} = (v_{Rd,c} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d_w$$

avec :

$$v_{Rdc} = \max \left[ 0,35 f_{ck}^{1/2} ; 0,18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \right] / \gamma_c$$

$$\sigma_{cp} = \min \left( \frac{N_{Ed}}{b_w l_w} ; 0,2f_{cd} \right)$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d_w} \quad \text{où } A_{st} \text{ est la section d'armatures tendues.}$$

Lorsque  $V_{Ed}$  est supérieur à  $V_{Rd,c}$ , il est nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant. Ces armatures sont disposées sous la forme de tirants horizontaux (ou chaînages) de sections  $A_w$  disposés à chaque niveau de plancher. Les sections  $A_w$  sont déterminées pour résister à l'effort tranchant  $V_{Ed}$ .

$$A_w = V_{Ed} / f_{yd}$$

La section  $A_w$  ne doit cependant pas être inférieure à la section minimale de chaînage fixée les normes NF EN 1992-1-1, NF EN 1998-1 et leurs annexes nationales, et rappelée au paragraphe 4.4.

La valeur de l'effort tranchant  $V_{Ed}$  doit rester inférieure à la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal  $V_{Rd,max}$  pouvant être repris par le voile, avant écrasement des bielles de compression.

$$V_{Rd,max} = 0,6 \alpha_{cw} b_w z f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Où :

$\theta$  est l'angle d'inclinaison des bielles par rapport à la verticale ;

$z$  est le bras de levier ;

$\alpha_{cw}$  est un coefficient dont l'expression est la suivante :

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{si } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{si } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{si } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$$

où  $\sigma_{cp}$  est la contrainte moyenne de compression dans le béton due à l'effort normal  $N_{Ed}$ .

L'angle  $\theta$  est donné par la relation :

$$\theta = \arctan(z / h_{wa})$$

où  $h_{wa}$  est la distance entre axes des dalles des planchers situés aux extrémités du voile.

La vérification de la résistance au glissement des surfaces de reprise de bétonnage est effectuée à la base de chaque levée des voiles. La surface de reprise est considérée comme lisse au sens du paragraphe 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 :

$$c = 0,35$$

$$\mu = 0,6$$

Un coefficient réducteur de 2 est appliqué dans les formules au coefficient de cohésion  $c$  du béton pour tenir du fait que le séisme est une action dynamique.

La valeur  $v_{Rdi}$  de la contrainte correspondant à l'atteinte de la résistance au cisaillement de la surface de reprise est donnée par l'expression suivante :

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} / 2 + \mu (\sigma_n + \rho f_{yd}) \leq v_{Rdi,max} = 0,5 v f_{cd}$$

où :

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,21 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c,$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{b_w L_w} \quad \text{est la contrainte normale de compression,}$$

$\rho = \frac{A_{st}}{b_w L_w}$  est le pourcentage d'armatures traversant la surface de reprise,

$A_{st}$  est la section d'armatures disposée à chaque extrémité du voile,

$$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ en MPa})$$

La valeur  $v_{Edi}$  de la contrainte de cisaillement au droit de la surface de reprise est :

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{b_w z}$$

Trois situations peuvent être rencontrées :

- si  $v_{Edi} \leq v_{Rd}$ , la résistance est assurée ;
- si  $v_{Edi} > v_{Rd,max}$ , le voile est sous dimensionné ;
- si  $v_{Edi} > v_{Rd}$ , il convient d'augmenter la section d'armatures traversant la surface de reprise de bétonnage.

Dans ce dernier cas, la section  $A_v$  d'armatures réparties sur la longueur du voile, qui traversent la surface de reprise de bétonnage doit être au moins égale à la valeur suivante :

$$A_v \geq b_w \frac{v_{Edi} - c f_{ctd} / 2 - \mu \sigma_n}{\mu f_{yd}}$$

## 4.9 Références

Les versions des références utilisées sont celles en vigueur au 1<sup>er</sup> septembre 2013.

- [4-1] NF EN 1990 Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures
- [4-2] NF P 06-100-2 Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures  
Annexe nationale à la NF EN 1990
- [4-3] NF EN 1991-1-1 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : actions générales – poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
- [4-4] NF P 06-111-2 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : actions générales – poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.  
Annexe nationale à la NF EN 1991-1-1
- [4-5] NF EN 1992-1-1 Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments
- [4-6] NF EN 1992-1-1/NA Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments - Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1
- [4-7] NF EN 1998-1 Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [4-8] NF EN 1998-1/NA Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1
- [4-9] AFPS Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie - Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2<sup>ème</sup> édition, mai 2011
- [4-10] FFB Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA) relatives au calcul des structures en béton – Collection Recherche Développement Métier – Mars 2007

## 5 Ouvrages en maçonnerie

Dans le cadre de ce document, seules les maçonneries chaînées sont traitées pour faire partie du système de contreventement. Les maçonneries chaînées correspondent à la classe de ductilité DCM.

Note : Pour des bâtiments dont la structure porteuse est constituée de voiles en béton armé, et si la stabilité générale de l'ouvrage peut être assurée par cette structure en béton armé seule, alors une façade en maçonnerie peut être montée. Cette façade en maçonnerie, quelle soit faiblement ou non porteuse, devra être vérifiée au séisme comme un élément non structural.

Ce chapitre comporte quatre parties :

- 1- présentation des exigences minimales vis-à-vis des matériaux à utiliser,
- 2- présentation des détails constructifs et de leur mise en œuvre,
- 3- présentation de la méthode simplifiée de dimensionnement aux séismes des ouvrages en maçonnerie,
- 4- présentation des tableaux de dimensionnement simplifié pour des bâtiments respectant certains critères géométriques.

### 5.1 Choix des matériaux

#### 5.1.1 Définition des éléments de maçonnerie

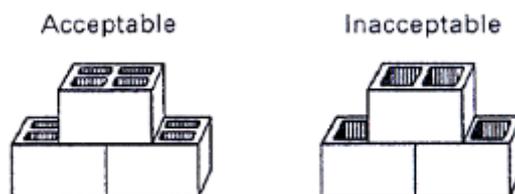
Les éléments de maçonnerie utilisés ont une épaisseur minimale de 15 cm pour les éléments pleins ou assimilés (groupe 1) et de 20 cm pour les autres types (NF EN 1998-1 § 9.5.1 tableau 9.2 AN).

Les différents types sont :

- des blocs creux en béton de granulats courants,
- des blocs pleins en béton de granulats courants ou de béton cellulaire autoclavé, ou, par assimilation, des blocs perforés à perforations verticales,
- des briques creuses de terre cuite à perforations verticales.

Note : D'autres éléments de maçonnerie sont également autorisés, mais ne sont pas traités dans ce document. Cela est le cas en particulier pour les éléments en pierre naturelle ou en béton de granulats légers.

Les éléments creux doivent comporter au moins une paroi intermédiaire orientée parallèlement au plan du mur (Figure 5 – 1).



**Figure 5 – 1** : Exemple d'éléments du groupe 2 ou 3 avec cloison centrale porteuse

Les éléments fissurés ou épaufrés ne doivent pas être utilisés dans les murs de contreventement.

La résistance minimale à la compression des blocs de béton, calculée sur la section brute, peut être :

- 4, 6 ou 8 MPa pour les blocs creux (B40, B60 ou B80),
- 8, 12 ou 16 MPa pour les blocs pleins ou assimilés (B80, B120 ou B160).

Cette résistance doit être garantie par le fournisseur.

Ainsi, "PLEIN - 120" désigne un bloc plein ou perforé de béton de résistance minimale 12 MPa à la compression.

La résistance minimale à la compression des blocs de béton cellulaire autoclavé, calculée sur la section brute, peut être :

- 3, 4, 5, 6 ou 7 MPa pour les blocs pleins.

Cette résistance doit être garantie par le fournisseur.

Ainsi, "R<sub>CN</sub> 3,0 MPa" désigne un bloc plein de béton cellulaire autoclavé de résistance caractéristique nominale de 3,0 MPa à la compression.

Il est possible d'employer des blocs en béton cellulaire autoclavé dont la résistance à la compression moyenne normalisée  $f_b$  est inférieure à 4 MPa et supérieure ou égale à 2,8 MPa si :

- la masse volumique des blocs est supérieure ou égale à 350 kg/m<sup>3</sup>,
- l'épaisseur des blocs est d'au moins 25 cm,
- le bâtiment comporte au plus 2 étages.

Remarque 5 – 1 : La limitation à 2 étages des éléments en béton cellulaire autoclavé dont la résistance  $f_b$  est comprise entre 2,8 et 4 MPa ne concerne que les cas où la maçonnerie participe au contreventement. Il en est de même pour l'épaisseur.

La résistance minimale à la compression des éléments de terre cuite, calculée sur la section brute, peut être :

- 4, 8, 12 ou 14 MPa pour les briques creuses,

Cette résistance doit être garantie par le fournisseur.

Ainsi, "CREUSE - 14" désigne une brique de terre-cuite de résistance moyenne 14 MPa à la compression.

Remarque 5 – 2 : Il est important de noter que la résistance à la compression des murs de maçonnerie est différente de celle des éléments qui les constituent, car la résistance dépend également du mortier.

### 5.1.2 Mortiers de jointoiment

Tous les types de mortiers sont utilisables (mortier d'usage courant, mortiers colles,...) à condition qu'ils aient une résistance minimale  $f_{m,min} = 5$  MPa pour les maçonneries chaînées.

Remarque 5 – 3 : Le présent guide recommande de ne pas employer de mortiers de résistance inférieure à 10 MPa afin de ne pas réduire significativement la résistance à la compression de la maçonnerie. Cette hypothèse est retenue dans le présent guide.

### 5.1.3 Jointoiment des maçonneries

Les maçonneries à joints horizontaux interrompus ne sont pas visées dans le présent guide.

Les maçonneries peuvent être montées à joints verticaux remplis ou non.

La résistance au cisaillement des murs de maçonnerie est fonction du montage et est calculée conformément à la NF EN 1996-1-1 § 3.6.2 et de son Annexe Nationale. La justification du mode de pose en fonction des blocs utilisés demandée au § 9.2.4 de la NF EN 1998-1/AN consiste à tenir compte du non remplissage des joints verticaux pour la vérification de la résistance au cisaillement de la maçonnerie selon la NF EN 1996-1-1 et à respecter les règles de mise en œuvre imposées par le DTU 20.1. Il est à noter que les maçonneries à joints verticaux remplis sont plus résistantes vis-à-vis du cisaillement que les autres (d'un facteur 2 environ).

Remarque 5 – 4 : Les blocs à emboîtement mécaniques effectifs ne sont pas conformes aux normes européennes sur les éléments de maçonnerie. Ils sont de fait exclus du domaine d'application des Eurocodes.

### 5.1.4 Béton de remplissage

Ce béton peut être utilisé pour la réalisation des chaînages verticaux et horizontaux. Il doit être conforme à la NF EN 206-1.

Il est recommandé d'utiliser un béton de classe d'ouvrabilité S3 à S5 ou d'étalement F4 à F6. La dimension maximale des granulats doit être inférieure ou égale à 20 mm, ou à 10 mm lorsque l'enrobage des armatures est inférieur à 25mm (cela est en général le cas pour les chaînages verticaux).

La résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$ , ainsi que la résistance caractéristique au cisaillement  $f_{cvk}$  peuvent être issues de la NF EN 1996-1-1 tableau 3.2.

Il est important de noter que la quantité d'eau doit être limitée au strict nécessaire pour permettre un bon remplissage des chaînages.

Remarque 5 – 5 : Le béton des chaînages verticaux doit être coulé après exécution de la maçonnerie. Il est également conseillé de couler le béton des chaînages verticaux par demi-niveau afin d'assurer un bon remplissage.

### 5.1.5 Armatures

Les aciers des armatures doivent appartenir aux classes B ou C conformément à la NF EN 1992-1-1 tableau C.1. Les armatures ont un diamètre minimal de 10 mm et doivent être à haute adhérence. Des aciers de classe A peuvent toutefois être utilisés pour les cadres entourant les armatures longitudinales des chaînages.

Le tableau 5 - 1 regroupe les propriétés minimales exigées pour les armatures.

	Barres	Exigence ou valeur du fragile (%)
Limite caractéristique d'élasticité $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 600	5,0
Valeur minimale du coefficient de ductilité $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,08$	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 5,0$	10,0
Aptitude au pliage	Essai de pliage/dépliage	
Tolérance maximale vis-à-vis de la masse nominale (%)	$\pm 4,5$	5,0

Tableau 5 - 1 : Propriétés minimales des armatures

Remarque 5 – 6 : L'enrobage des armatures doit être strictement assuré à l'exécution. Son respect exige une densité convenable de cales ou écarteurs entre les armatures et le coffrage.

### 5.2 Dispositions constructives minimales pour les maçonneries chaînées

Les panneaux de contreventement en maçonnerie chaînée ne doivent pas comporter d'ouvertures (portes, fenêtres et autres percements). Ils doivent être bordés, sur leurs quatre côtés, par des chaînages horizontaux et verticaux.

Les chaînages verticaux et horizontaux sont au minimum constitués de 4 HA 10. Les étriers doivent être au minimum constitués d'armatures HA 5 espacés au maximum de 15 cm (figure 5 – 2).

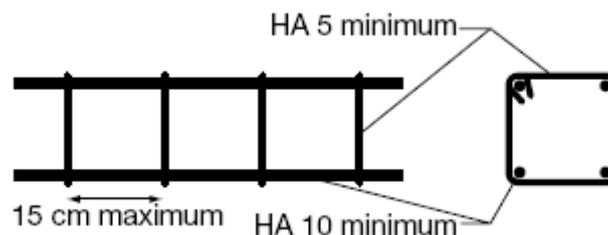
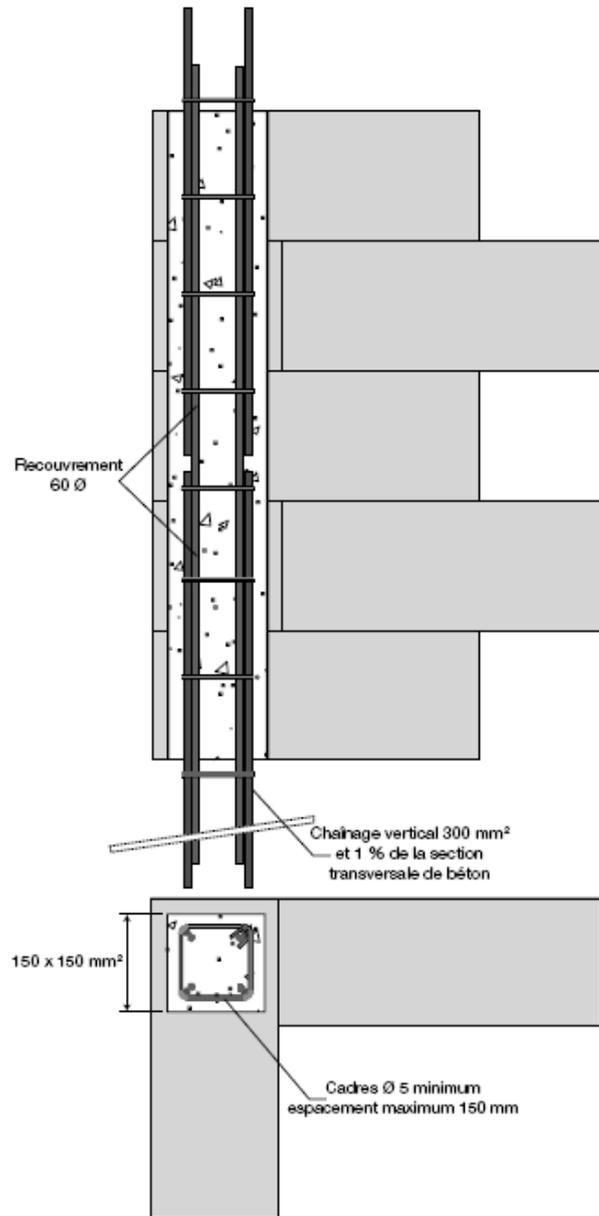


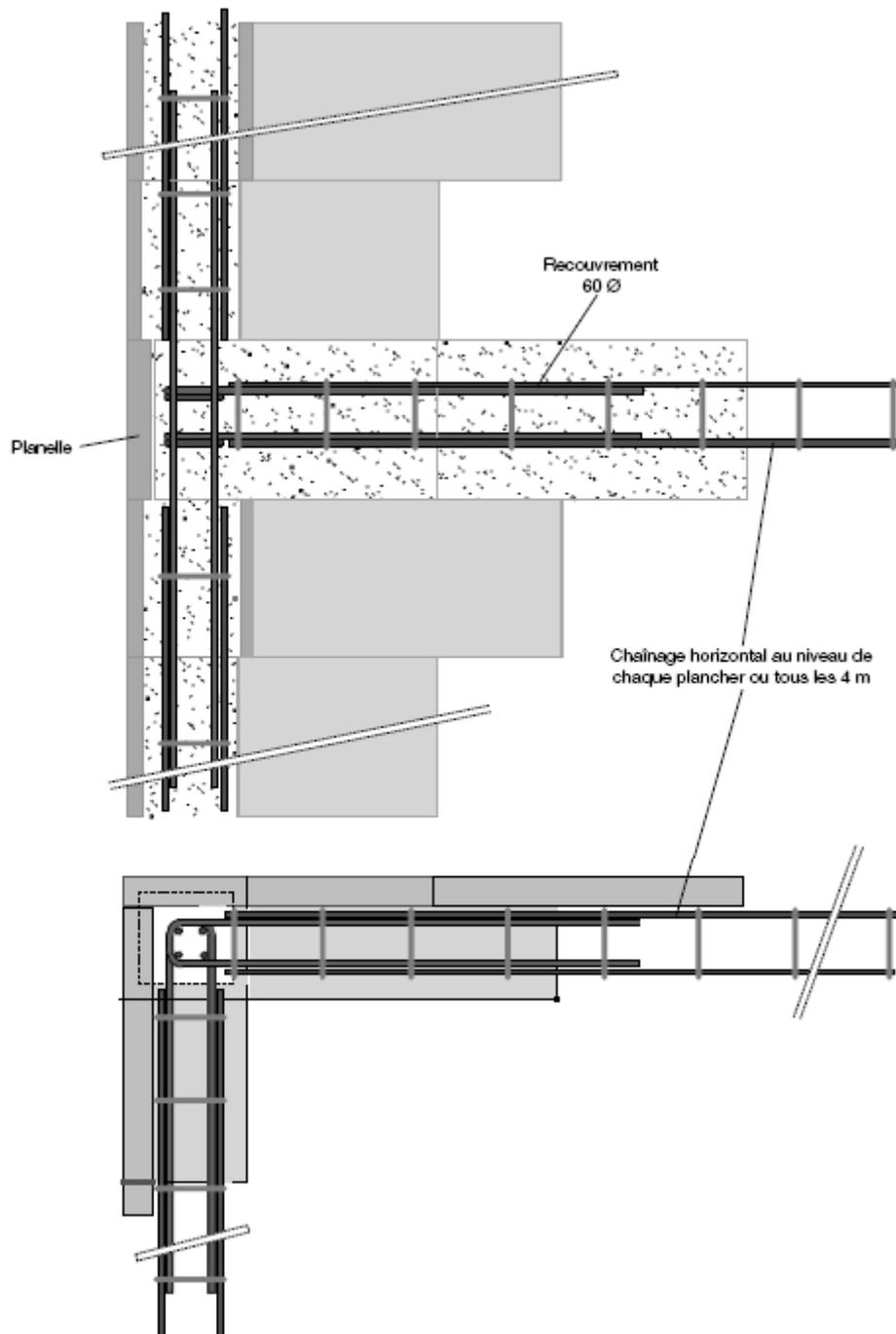
Figure 5 – 2 : Constitution minimale des armatures

Les chaînages verticaux sont liaisonnés aux chaînages horizontaux en leurs points de croisement. Les chaînages devant être mécaniquement continus, les longueurs de recouvrement et d'ancrage ne peuvent être inférieures à 60 fois le diamètre des armatures (Figures 5 – 3 et 5 – 4).

L'Eurocode 6 ne précise pas de diamètre de cintrage minimal pour le façonnage des boucles. Cependant, il est recommandé de ne pas descendre en dessous de  $5 \phi$  ou 60 mm [5-9].



**Figure 5 – 4** : coupe verticale et vue en plan de chaînages verticaux cf. [5-5]



**Figure 5 – 5** : coupe verticale et vue en plan de chaînages horizontaux cf. [5-5]

Les chaînages verticaux doivent être placés :

- aux bords libres de chaque élément de la structure,
- de chaque côté des ouvertures pratiquées dans les murs de contreventement ou porteurs, et dont la surface est supérieure à 1,5 m<sup>2</sup>,
- à l'intérieur du mur lorsque l'espacement entre les chaînages est supérieur à 5 m,
- à chaque intersection entre les murs de la structure, lorsque les chaînages sont distants de plus de 1,5 m.

Tous les chaînages verticaux à un niveau donné d'une structure doivent comporter la même section d'acier.

## 5.3 Dimensionnement simplifié des murs de contreventement et des chaînages

### 5.3.1 Caractéristiques mécaniques des maçonneries

Les maçonneries étant constituées à la fois d'éléments de maçonnerie (briques ou blocs) et de mortier, la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie  $f_d$  dépend de ces deux constituants (avec  $f_b$  la résistance moyenne normalisée à la compression des blocs et  $f_m$ , la résistance à la compression du mortier).

La résistance moyenne normalisée des éléments de maçonnerie  $f_b$  est donnée par :

$$f_b = R \times \delta \times \beta \times \delta_c \quad \text{Equation 5 - 1}$$

Où :

$\delta$  est le facteur de forme de l'échantillon testé pour les blocs en béton de granulats courants et de terre-cuite (selon la NF EN 772-1) (tableau 5 - 2), il est de 1 pour les autres matériaux,

$\beta$  est le coefficient de passage de la résistance caractéristique à la résistance moyenne. Il est fixé à 1,18 pour les blocs en béton et de 1 pour les autres matériaux,  $\delta_c$  est le coefficient de conditionnement des éléments. Il est de 0,8 pour les blocs en béton cellulaire autoclavé et en pierre, et de 1 pour les autres matériaux,  $R$  est la résistance déclarée de l'élément (exemple : 4 MPa pour un B40).

		Largeur (mm) de l'élément		
		150	200	≥ 250
Hauteur (mm) de l'élément	150	1,10	1,00	0,95
	200	1,25	1,15	1,10
	≥ 250	1,35	1,25	1,15

Note : Une interpolation linéaire est permise entre les valeurs adjacentes du facteur de forme

**Tableau 5 - 2 : Valeurs du facteur de forme  $\delta$**

La résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie  $f_k$  est ensuite obtenue par : pour les maçonneries montées à joints épais,

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad \text{Equation 5 - 2}$$

pour les maçonneries montées à joints minces en blocs en béton,

$$f_k = K \times f_b^{0,85} \quad \text{Equation 5 - 3}$$

pour les maçonneries montées à joints minces en briques de terre cuite.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \quad \text{Equation 5 - 4}$$

où :

-  $K$  est une constante donnée dépendant du type de bloc et du mortier utilisé (tableau 5 - 3),

-  $f_m$  est la résistance à la compression du mortier (limitée à  $2 \times f_b$ ).

Éléments de maçonnerie		Joints épais	Joints minces
Béton de granulats courants	Pleins ou perforés	0,55	0,80
	Creux	0,40	0,50
Béton cellulaire autoclavé	Pleins	0,55	0,80
Terre cuite	Creux	0,35	0,50

**Tableau 5 - 3 : Valeurs de la constante  $K$**

Les tableaux suivants donnent des valeurs de  $f_k$  en fonction du type d'éléments et de joint :

Éléments de maçonnerie		Résistance déclarée $R$ (MPa)	$f_b$ Résistance moyenne normalisée (MPa)	$f_k$ Joints épais ( $f_m = 10$ MPa)	$f_k$ Joints minces
Béton de granulats courants	Pleins ou perforés	8	10,86	5,83	6,07
		12	16,28	7,74	8,57
		16	21,71	9,46	10,95
	Creux	4	5,43	2,61	2,11
		6	8,14	3,46	2,97
		8	10,86	4,24	3,80
Béton cellulaire autoclavé	Pleins	3	2,83	Non Utilisé	1,94
		4	3,78		2,47
		5	4,72		2,99
		6	5,66		3,49
Terre cuite	Creux	6	6,90	2,70	1,93
		10	11,50	3,86	2,76
		12	13,80	4,39	3,14
		14	16,10	4,88	3,50

**Tableau 5 - 4 :** Valeurs de résistance caractéristique à la compression  $f_k$  de la maçonnerie

Ces valeurs sont données pour des blocs de béton de granulats courants et des briques de terre cuite d'au minimum 20 cm d'épaisseur et de hauteur. La résistance à la compression du mortier pour joints épais  $f_m$  est prise ici égale à 10 MPa.

La résistance de calcul à la compression de la maçonnerie sous sollicitation sismique  $f_d$  est ensuite obtenue par :

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{Ms}} \quad \text{Equation 5 - 5}$$

où  $\gamma_{Ms}$  le coefficient de sécurité de la maçonnerie sous séisme (tableau 5 - 5)

( $\gamma_{Ms} = \max\left(\frac{2}{3} \times \gamma_M ; 1,5\right)$ , avec  $\gamma_M$  le coefficient de sécurité de la maçonnerie).

	Niveau de contrôle de l'exécution		
	IL3	IL2	IL1
<b>Éléments de catégorie 1, mortier performanciel</b>	1,5	1,5	1,7
<b>Éléments de catégorie 1, mortier de recette</b>	1,5	1,5	1,8
<b>Éléments de catégorie 2</b>	1,6	1,9	2,2

**Tableau 5 - 5 :** Valeurs du coefficient de sécurité de la maçonnerie  $\gamma_{Ms}$  en situation sismique

Les éléments de catégorie I ont une résistance à la compression déclarée avec une probabilité de 95 % d'atteindre cette valeur. Les éléments de catégorie II ne présentent pas ce niveau de confiance. La catégorie des éléments est indiquée par le marquage CE.

Les éléments certifiés NF sont automatiquement de catégorie I.

Les prescriptions relatives aux mortiers performanciel et de recette sont données dans la NF EN 998-2 et la NF EN 1996-2. Les différents niveaux de contrôle de l'exécution, IL1, IL2 et IL3, sont définis par l'Annexe nationale de l'Eurocode 6 partie 1-1 :

- Le contrôle d'exécution est de niveau IL3 lorsque :
  - un plan d'Assurance Qualité est établi et appliqué sur le chantier considéré,
  - le plan qualité devra notamment traiter :
    - de la compétence du personnel d'exécution des travaux ;
    - du choix des produits utilisés en correspondance avec les prescriptions ;
    - de la réalisation des ouvrages conformément aux documents de référence.
  - la bonne application sur le chantier du Plan d'Assurance Qualité est attesté par une tierce partie qualifiée désignée à cet effet (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, ingénieur conseil,...)

Ce contrôle n'est plus nécessaire si l'entreprise est titulaire d'une Certification Assurance Qualité délivrée par un organisme accrédité. Dans ce cas la certification devra obligatoirement prendre en compte au moins les critères suivants :

- animateur qualité de l'entreprise ;
- maîtrise des documents relatifs à l'assurance qualité ;
- achats et prestations sous-traitées ;
- maîtrise de la réalisation ;
- maîtrise des non conformités ;
- manutention-stockage ;
- enregistrements relatifs à la qualité ;
- audits internes qualité ;
- formation.

- Le contrôle d'exécution est de niveau IL2 lorsque :

- un Plan d'Assurance Qualité est établi et appliqué sur le chantier considéré, ce plan comportera les éléments indiqués précédemment.
- la bonne application sur le chantier du Plan d'Assurance Qualité est attestée par un contrôle exercé par le Maître d'ouvrage ou son représentant. Contrairement au cas IL3 le contrôle n'est pas exercé en permanence.

Le Maître d'ouvrage peut décider d'alléger, voire de supprimer ce contrôle si l'entreprise est titulaire d'une Certification Assurance Qualité qu'il juge suffisante. Cela peut être le cas si, en particulier, dans le cadre de cette certification, l'entreprise a retenu un critère relatif à la maîtrise de la réalisation.

- Le contrôle d'exécution est de niveau IL1 lorsque seul un contrôle interne existe, mais il ne remplit pas les conditions particulières prévues pour les niveaux IL2 et IL3 et il n'existe pas de contrôle externe.

### 5.3.2 Cheminement des efforts sismiques dans un bâtiment à panneaux de contreventement en maçonnerie chaînée

Les sollicitations sismiques engendrent des efforts horizontaux au niveau des planchers, transmis ensuite aux fondations par l'intermédiaire des murs de contreventement.

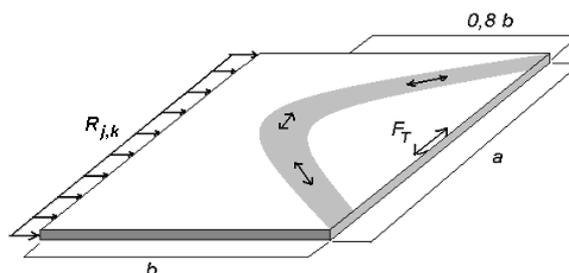
Le fonctionnement et le rôle des éléments de structure sont les suivants :

- Les planchers doivent permettre la répartition des efforts horizontaux à l'ensemble des murs de contreventement,
- Les murs de contreventement fonctionnent en bielle-tirant pour assurer la transmission des efforts aux fondations.

Les chaînages horizontaux permettent de transmettre les efforts du plancher aux différents murs de contreventement. Les chaînages verticaux, continus sur la hauteur du bâtiment, transmettent d'étage à étage les efforts jusqu'aux fondations. Afin d'assurer le fonctionnement en bielle-tirant des murs, ces derniers doivent être bordés par un chaînage vertical.

### 5.3.3 Dimensionnement des chaînages horizontaux courants

Le principe adopté pour le dimensionnement des chaînages horizontaux situés au niveau des planchers consiste à déterminer la section d'acier nécessaire à équilibrer la voûte formée dans le plancher (Figure 5 – 5).



**Figure5 – 5** : Principe de fonctionnement en voûte-tirant du plancher

L'effort dans le tirant  $F_T$  dépend du nombre de murs de contreventement parallèles à la force sismique  $F_r$ . L'effort  $F_T$  dans le tirant est :

$$F_T = \frac{F_{K,i} \times a}{\rho \times b} \quad \text{Equation 5 - 6}$$

où :

$F_{K,i}$  est la force sismique appliquée au plancher dans la direction  $K$  considérée du niveau  $i$ ,

$a$  est la longueur du bâtiment perpendiculairement à la direction considérée,

$b$  est la longueur du bâtiment dans la direction considérée,

$\rho$  est un paramètre dépendant du nombre de murs de contreventement intermédiaires, parallèles à la direction considérée.

Les valeurs de  $\rho$  sont données dans le tableau 5 – 6.

Nombre de murs de contreventement intermédiaires en plus des murs de façade											
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\beta$	6,4	12,8	19,2	25,6	32	38,4	44,8	51,2	57,6	64	70,4

**Tableau 5 - 6** : Valeurs du coefficient  $\beta$  en fonction du nombre de murs de contreventement

La section d'acier du chaînage horizontal  $A_H$  est ensuite donnée par :

$$A_H = \frac{F_T}{f_y} \quad \text{Equation 5 - 7}$$

où :

$F_T$  est l'effort maximal dans le tirant entre les deux directions principales,

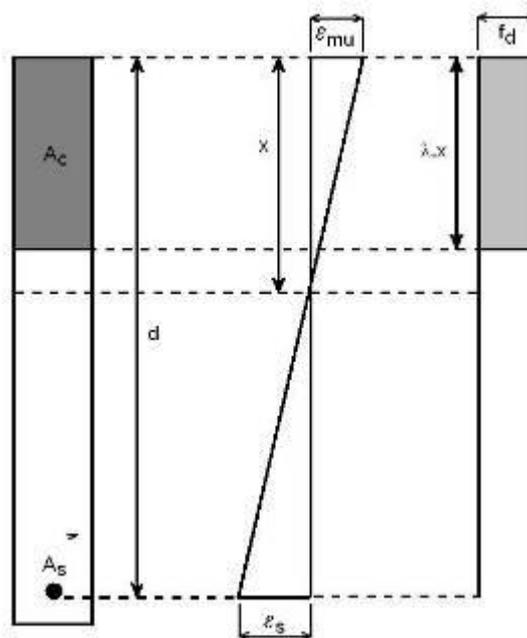
$f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier,

### 5.3.4 Dimensionnement des chaînages verticaux

Pour pouvoir déterminer la section d'acier des chaînages verticaux, il est nécessaire de connaître :

- l'effort tranchant  $V_{i,jK}$  transmis par le diaphragme supérieur au niveau  $i$ , sur mur de contreventement  $j$  dans la direction  $K$ ,
- l'effort normal  $N_{i,jK}$  appliqué au sommet du mur  $j$  dans la direction  $K$  du niveau  $i$  dû aux étages supérieurs.

Le dimensionnement des chaînages verticaux est basé sur une vérification en flexion composée du mur de maçonnerie. La loi de comportement de la maçonnerie en compression ou relation contrainte-déformation est représentée par un diagramme rectangulaire (figure 5-6). La résistance en traction de la maçonnerie est considérée comme nulle.



**Figure 5 – 6** : Relation contrainte-déformation de la maçonnerie – diagramme rectangle

Les paramètres du diagramme rectangle sont :

- $d$  est la hauteur utile de la section droite ;
- $A_c$  et  $A_s$  sont respectivement l'aire de la section droite de la maçonnerie et de l'acier en traction ;
- $x$  est la profondeur de l'axe neutre ou hauteur comprimée ;
- $\lambda$  est le coefficient de réduction de la hauteur comprimée ;
- $\varepsilon_{mu}$  est la déformation ultime de la maçonnerie ;
- $\varepsilon_s$  est la déformation de l'acier ;
- $f_d$  est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie.

Dans le cas d'un mur, la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie  $f_d$  dans la relation précédente doit être multipliée par un coefficient  $\Phi$  défini la NF EN 1996-1-1 afin de tenir compte de l'excentricité des charges et de l'élançement.

La déformation ultime de la maçonnerie  $\varepsilon_{mu}$  doit être prise égale à -0,0035 pour les éléments du groupe 1 (éléments pleins) et à -0,002 pour les éléments des groupes 2, 3 et 4. Le coefficient de réduction de la hauteur comprimée  $\lambda$  est pris égal à 0,8.

D'autres paramètres sont également nécessaires :

- le module d'élasticité  $E$  de la maçonnerie est pris égal à  $E = 1\,000 \times f_k$  ;
- le module de cisaillement  $G$  de la maçonnerie est pris égal à  $G = 0,4 \times E$ .

La méthode présentée ci-après est une approche simplifiée du dimensionnement en flexion composée des chaînages verticaux.

Le moment devant être repris par le chaînage vertical du mur  $i$  est donné par :

$$M_a = N_{i,jK} \times \frac{l}{2} + V_{i,jK} \times z \quad \text{Equation 5 - 8}$$

où :

$l$  est la longueur du mur,

$z$  est la hauteur du centre d'application de l'effort sismique.

Remarque 5 – 7 : Si  $z$  ne peut être déterminée par une méthode précise, il est possible de considérer que  $z = \frac{2}{3} \times H$  où  $H$  est la hauteur du bâtiment.

La longueur comprimée  $l_c$  du mur est déterminée en utilisant l'expression suivante :

$$l_c = l \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_a}{f_d \times \phi \times l^2 \times t}} \right) \quad \text{Equation 5 - 9}$$

où :

-  $l$  est la longueur du mur,

-  $M_a$  est le moment repris par les aciers verticaux (Équation 5 – 8),

-  $f_d$  est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie (Équation 5 – 5),

-  $\Phi$  est le coefficient de réduction de la résistance des murs de maçonnerie défini la NF EN 1996-1-1 (Il est possible de prendre  $\Phi = 0,6$  pour les murs de façade et

-  $\Phi = 0,8$  pour les refends),

-  $t$  est l'épaisseur du mur.

L'allongement de l'acier  $\varepsilon_s$  est donné par :

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{mu} \times (l - 1,25 \times l_c)}{1,25 \times l_c} \quad \text{Equation 5 - 10}$$

où :

-  $l$  est la longueur du mur,

-  $l_c$  est la longueur comprimée du mur (Équation 5 – 9),

-  $\varepsilon_{mu}$  est la déformation ultime de la maçonnerie.

La section d'acier du chaînage vertical  $A_{CV}$  s'exprime par :

$$A_{CV} = \frac{\frac{M_a}{l - 0,5 \times l_C} - N_{i,jK}}{f_y} \times \max\left(\frac{f_y}{\varepsilon_s \times E_y} ; 1\right) \quad \text{Equation 5 - 11}$$

où :

- $M_a$  est le moment repris par les aciers verticaux (Équation 5 – 8),
- $l$  est la longueur du mur,
- $l_C$  est la longueur comprimée du mur (Équation 5 – 5),
- $N_{i,jK}$  est l'effort normal appliqué au sommet du mur  $j$  dans la direction  $K$  du niveau  $i$  dû aux étages supérieurs,
- $f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier,  $E_y$  est le module d'élasticité de l'acier ( $E_y = 200\,000$  MPa),
- $\varepsilon_s$  est l'allongement de l'acier (Équation 5 – 10).

Remarque 5 – 8 : L'ensemble des chaînages verticaux d'un étage doit être constitué de la même section d'acier. Il faut donc prendre la section maximale calculée pour l'ensemble des murs.

### 5.3.5 Vérification de la résistance de la maçonnerie

Il est nécessaire de vérifier la résistance de la maçonnerie vis-à-vis de la compression et du cisaillement.

Dans le cas où les sections d'acier des chaînages verticaux ont été déterminées par la méthode proposée, la résistance de la maçonnerie à la compression est vérifiée.

La résistance au cisaillement se détermine comme suit :

L'effort résistant de cisaillement  $V_{Rd}$ , pour les éléments en béton de granulats courants et de terre cuite à joints verticaux remplis, est obtenue par (NF EN 1996-1-1 §3.6.2 + AN) :

$$V_{Rd} = \max\left(0,065 \times f_b \times t \times l ; f_{vk0} \times t \times l + 0,4 \times N_{i,jK}\right) \times \frac{1}{\gamma_{Ms}} \quad \text{Equation 5 - 12}$$

où :

- $f_b$  est la résistance moyenne à la compression des éléments de maçonnerie (Équation 5 – 1),
- $f_{vk0}$  est la résistance initiale au cisaillement ( $f_{vk0} = 0,2$  MPa, sauf pour le béton cellulaire autoclavé monté à joints épais où  $f_{vk0} = 0,15$  MPa),
- $N_{i,jK}$  est l'effort normal appliqué au sommet du mur  $j$  dans la direction  $K$  du niveau  $i$  dû aux étages supérieurs,
- $t$  est l'épaisseur du mur,
- $l$  est la longueur du mur,
- $\gamma_{Ms}$  est le coefficient de sécurité de la maçonnerie sous sollicitations sismiques (Tableau 5 - 5).

Pour les blocs en béton cellulaire autoclavé, le coefficient 0,065 est à remplacer par 0,045 dans l'équation 5 – 12. Lorsque les joints verticaux ne sont pas remplis, la valeur de la résistance initiale au cisaillement  $f_{vk0}$  doit être divisée par 2.

La résistance de la maçonnerie au cisaillement est vérifiée si :

$$V_{i,jK} \leq V_{Rd} \quad \text{Equation 5 - 13}$$

où :

- $V_{Rd}$  est l'effort résistant de cisaillement (Équation 5 – 12),
- $V_{i,jK}$  est l'effort tranchant transmis par le diaphragme supérieur au niveau  $i$ , sur mur de contreventement  $j$  dans la direction  $K$ ,

## 5.4 Tableaux simplifiés

Les règles simplifiées suivantes [5-10] visent les bâtiments en maçonnerie chaînée et sont limitées aux bâtiments de type R+2 au plus, de catégorie d'importance II sont situés en zones de sismicité 3 à 5 et à usage d'habitation ou de bureaux. Ces bâtiments présentent des murs de contreventement de hauteur inférieure ou égale à 2,80 m, et réalisés en maçonnerie chaînée au sens de la NF EN 1998-1. Les joints verticaux sont obligatoirement remplis.

Les conditions d'utilisation de ces règles simplifiées sont les suivantes :

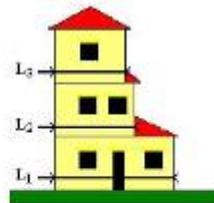
- (1) La surface rectangulaire projetée au sol de la construction est inférieure ou égale à 500 m<sup>2</sup> pour un bâtiment de type R+0 et à 400 m<sup>2</sup> pour un bâtiment de type R+1 ou R+2 ;
- (2) Le poids propre du plancher (revêtements de sol et cloisons compris) ne doit pas excéder 650 kg/m<sup>2</sup> ;
- (3) Le bâtiment peut présenter des retraits en élévation (R+1 et R+2) dans les limites suivantes :

Cas 1 : 2 retraits

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

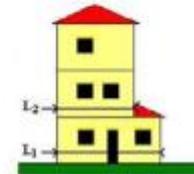
et

$$\frac{L_2 - L_3}{L_2} \leq 0,10$$



Cas 2 : 1 retrait

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$



**Figure 5 – 7 : Critères de régularité en élévation**

- (4) Les dimensions a et b des trémies à chaque niveau, parallèles respectivement à Lx et Ly.
  - $a \leq \min(0,5L_x, 4\text{m})$
  - $b \leq \min(0,5L_y, 4\text{m})$
  - où Lx et Ly désignent respectivement les dimensions du bâtiment parallèles à a et b.
- (5) Des murs de contreventement doivent être disposés selon deux directions orthogonales et doivent être continus sur toute la hauteur du bâtiment. Toutefois, deux murs peuvent être considérés comme parallèles si l'angle entre leurs plans ne dépasse pas 15° ;
- (6) L'élançement en plan du bâtiment (rapport entre les 2 longueurs de la construction données par les 2 directions de contreventement perpendiculaires entre elles, doit être inférieur ou égal à 2,0 ;
- (7) La somme des parties en retrait par rapport au polygone convexe circonscrit au plancher ou à la charpente faisant office de diaphragme ne doit pas avoir une dimension supérieure à 30% de la surface du plancher. Aucune partie en retrait ne peut excéder 10% de la surface du plancher, avec une limite totale de 6 retraits. Les balcons doivent être inclus dans le contour du plancher et sa surface. La vérification doit être effectuée à chaque niveau.
- (8) Il est nécessaire d'avoir dans au moins une direction, deux murs parallèles situés en façade ayant une longueur supérieure ou égale à 30 % de la longueur du bâtiment dans la direction considérée ;
- (9) Le rapport des longueurs cumulées des murs de chaque direction doit être compris dans l'intervalle suivant :
 
$$0,8 \leq \frac{L_{Tx}}{L_{Ty}} \leq 1,25$$
- (10) La longueur cumulée des murs de contreventement en refend ne doit pas être supérieure ou égale à 25 % de la longueur totale des murs de contreventement ;

- (11) Le pourcentage de murs dans chaque direction, et situés de part et d'autre d'une ligne parallèle à la direction considérée passant par le centre de masse du plancher, doit être compris entre 30 et 70 % pour une direction et entre 45 et 55 % pour l'autre direction ;

- (12) La surface de plancher  $S_p$  reposant sur chacun des murs de contreventement (descente de charges) doit être inférieure ou égale à la surface  $S_{p,max}$  indiquée dans les tableaux suivants.

La surface  $S_{p,max}$  dépend de la longueur du mur, du nombre de niveaux et du type de mur (mur de façade ou refend).

A noter que seuls les murs de contreventement sont à prendre en compte pour la descente de charges.

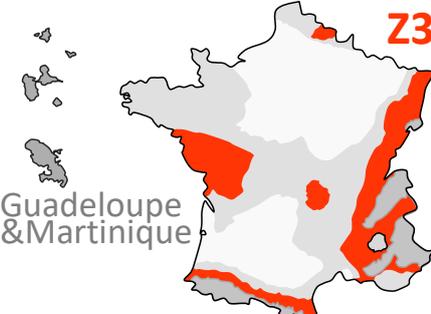
Murs de façade ou de refend

l (m)	$S_{p,max}$ (m <sup>2</sup> )																
	5,0	4,75	4,5	4,25	4,0	3,75	3,5	3,25	3,0	2,75	2,5	2,25	2,0	1,75	1,5	1,25	1,0
R+0	44	40	36	33	30	27	24	22	20	18	16	15	14	13	12	11	10
R+1	31	28	25	22	19	17	15	13	12	12	12	11	11	11	11	10	10
R+2	27	24	21	19	17	15	14	13	12	11	11	11	11	11	11	10	10

- (13) La longueur moyenne des murs de contreventement dans chacune des directions principales doit être au moins de 1,5 m, sauf dans le cas où le pourcentage  $p_{a,min}$  des tableaux de la clause suivante est suivi par \*, alors la longueur moyenne doit être au moins de 2 m. Lorsque la longueur moyenne des murs de contreventement doit être de 2 m au minimum, les chaînages horizontaux et verticaux doivent être constitués de 4HA12 (armatures longitudinales). Sinon, ils doivent être constitués de 4HA10.

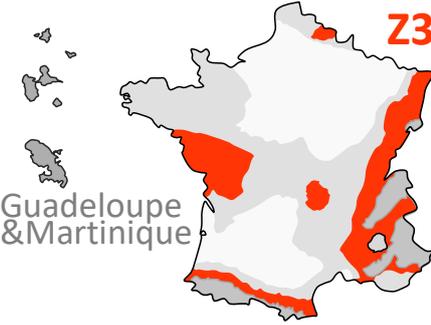
- (14) Le pourcentage  $p_a$  correspondant à la surface au sol des murs de contreventement par rapport à la surface totale du plancher doit être supérieur ou égal au pourcentage minimum  $p_{a,min}$  indiqué dans les tableaux suivants et ce pour chacune des deux directions principales.

Le pourcentage  $p_{a,min}$  est fonction à la fois de la zone de sismicité, de la classe de sol et du nombre de niveaux, de la résistance et d'épaisseur des blocs.

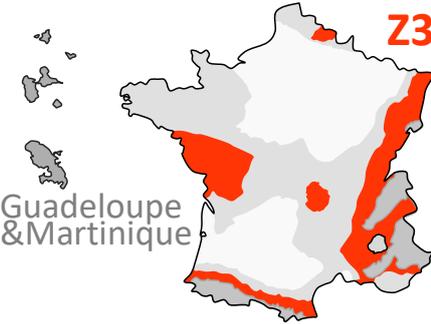
Zone de sismicité 3				
Maçonnerie de blocs de béton de granulats courants				
Joints épais				
R + 0	Sol	A	B	C
	$p_{a,min}$ (%)	0,5	0,8	0,8
	Caractéristiques éléments	Creux - 40	Creux - 40	Creux - 40
R + 1	Sol	A	B	C
	$p_{a,min}$ (%)	1,9	2,7	3,2
	Caractéristiques éléments	Creux - 40	Creux - 40	Creux - 40
R + 2	Sol	A	B	C
	$p_{a,min}$ (%)	2,5 *	3,7 *	4,2 *
	Caractéristiques éléments	Creux - 60	Creux - 60	Creux - 60

\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

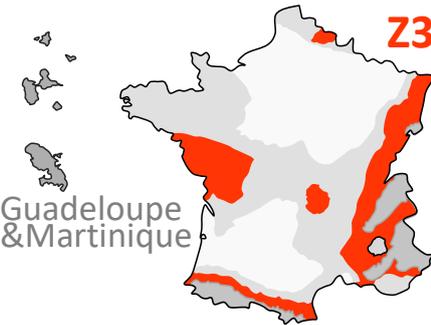
(La longueur moyenne des murs de contreventement dans chacune des directions principales doit être au moins de 1,5 m, sauf dans le cas où le pourcentage  $p_{a,min}$  des tableaux de la clause suivante est suivi par \*, alors la longueur moyenne doit être au moins de 2 m. Lorsque la longueur moyenne des murs de contreventement doit être de 2 m au minimum, les chaînages horizontaux et verticaux doivent être constitués de 4HA12 (armatures longitudinales). Sinon, ils doivent être constitués de 4HA10)

<b>Zone de sismicité 3</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton de granulats courants</b>				
<b>Joints minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	0,6	0,9	1,0
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 40	Creux - 40	Creux - 40
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,2	1,7	1,9
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 60	Creux - 60	Creux - 60
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,5 *	2,2 *	2,5 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 80	Creux - 80	Creux - 80

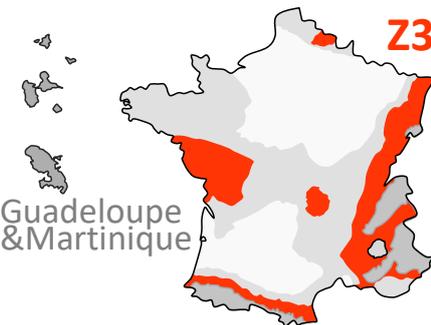
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 3</b>				
<b>Maçonnerie de briques de terre-cuite</b>				
<b>Joints épais</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	0,8	1,1	1,3
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 4	Creuse - 4	Creuse - 4
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,1	1,6	1,8
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 8	Creuse - 8	Creuse - 8
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,4 *	1,9 *	2,2 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 12	Creuse - 12	Creuse - 12

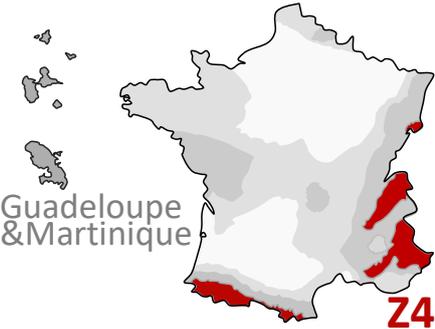
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 3</b>				
<b>Maçonnerie de briques de terre-cuite</b>				
<b>Joint minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,2	1,8	2,0
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 4	Creuse - 4	Creuse - 4
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,1	3,1	3,5
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 8	Creuse - 8	Creuse - 8
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,9 *	4,2 *	4,8 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 12	Creuse - 12	Creuse - 12

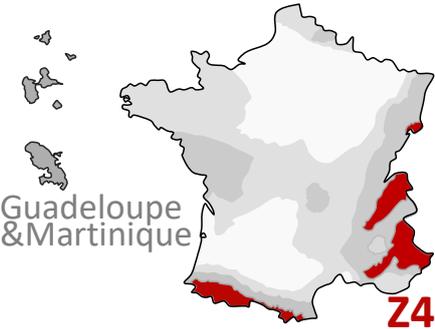
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 3</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton cellulaire autoclavé</b>				
<b>Joint minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	0,6	0,9	1,0
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,5	2,1	2,3
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,4 *	3,3 *	3,7 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 5,0 MPa	R <sub>CN</sub> 5,0 MPa	R <sub>CN</sub> 5,0 MPa

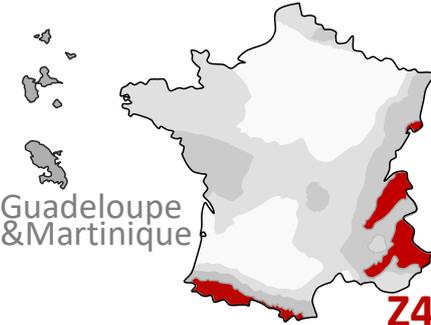
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 4</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton de granulats courants</b>				
<b>Joints épais</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	0,8	1,1	1,3
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 40	Creux - 40	Creux - 40
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,7	2,4	2,7
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 60	Creux - 60	Creux - 60
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,2 *	3,2 *	3,7 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 80	Creux - 80	Creux - 80

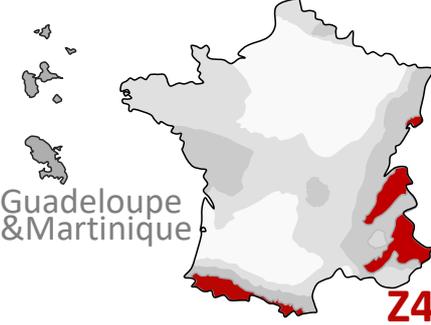
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 4</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton de granulats courants</b>				
<b>Joints minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,0	1,4	1,6
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 40	Creux - 40	Creux - 40
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,9	2,7	3,1
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 60	Creux - 60	Creux - 60
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,4 *	3,5 *	4,0 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 80	Creux - 80	Creux - 80

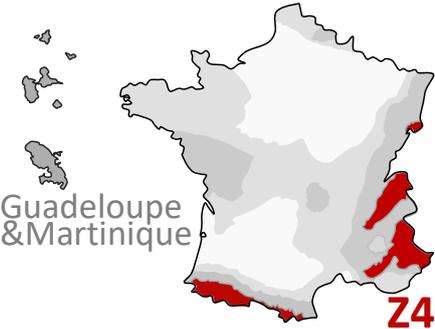
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 4</b>				
<b>Maçonnerie de briques de terre-cuite</b>				
<b>Joints épais</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,2	1,8	2,1
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 4	Creuse - 4	Creuse - 4
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,8	2,6	2,9
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 8	Creuse - 8	Creuse - 8
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,1 *	3,0 *	3,4 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 12	Creuse - 12	Creuse - 12

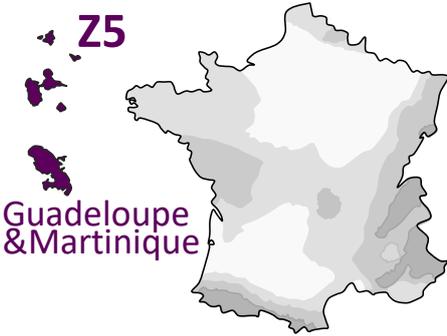
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 4</b>				
<b>Maçonnerie de briques de terre-cuite</b>				
<b>Joints minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,9	2,8	3,2
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 4	Creuse - 4	Creuse - 4
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,0 *	2,9 *	3,3 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 8	Creuse - 8	Creuse - 8
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	4,6 *	-	-
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 12	-	-

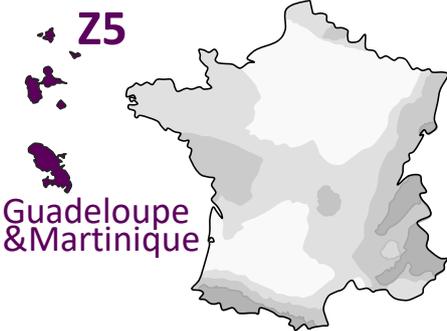
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 4</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton cellulaire autoclavé</b>				
<b>Joints minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	0,9	1,3	1,5
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,5 *	2,0 *	2,3 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	3,5 *	-	-
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 5,0 MPa	-	-

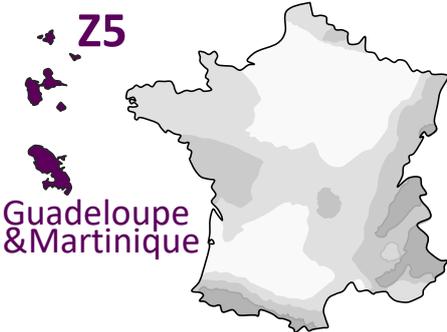
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 5</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton de granulats courants</b>				
<b>Joints épais</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,1 *	1,4 *	1,3 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux – 40	Creux – 40	Creux – 40
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,2 *	2,7 *	2,6 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux – 60	Creux – 60	Creux – 60
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	-	-	-
	<b>Caractéristiques éléments</b>	-	-	-

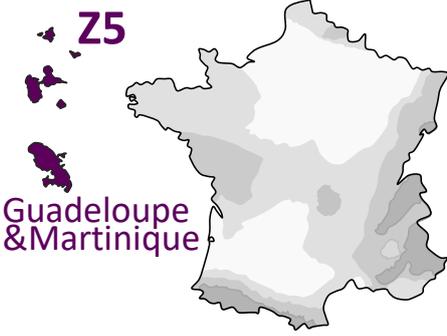
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 5</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton de granulats courants</b>				
<b>Joints minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b><math>p_{a,min}</math> (%)</b>	1,4 *	1,7 *	1,6 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 40	Creux - 40	Creux - 40
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b><math>p_{a,min}</math> (%)</b>	2,5 *	3,1 *	3,0 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creux - 60	Creux - 60	Creux - 60
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b><math>p_{a,min}</math> (%)</b>	-	-	-
	<b>Caractéristiques éléments</b>	-	-	-

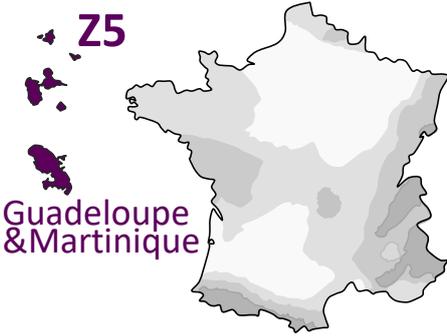
\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 5</b>				
<b>Maçonnerie de briques de terre-cuite</b>				
<b>Joints épais</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b><math>p_{a,min}</math> (%)</b>	1,7 *	2,2 *	2,0 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 4	Creuse - 4	Creuse - 4
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b><math>p_{a,min}</math> (%)</b>	2,4 *	3,0 *	2,8 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 8	Creuse - 8	Creuse - 8
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b><math>p_{a,min}</math> (%)</b>	-	-	-
	<b>Caractéristiques éléments</b>	-	-	-

\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 5</b>				
<b>Maçonnerie de briques de terre-cuite</b>				
<b>Jointes minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,1 *	1,4 *	1,3 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 8	Creuse - 8	Creuse - 8
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,3 *	2,8 *	2,7 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	Creuse - 12	Creuse - 12	Creuse - 12
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	-	-	-
	<b>Caractéristiques éléments</b>	-	-	-

\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

<b>Zone de sismicité 5</b>				
<b>Maçonnerie de blocs de béton cellulaire autoclavé</b>				
<b>Jointes minces</b>				
<b>R + 0</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	1,3 *	1,6 *	1,5 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa	R <sub>CN</sub> 3,0 MPa
<b>R + 1</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	2,9 *	3,5 *	3,3 *
	<b>Caractéristiques éléments</b>	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa	R <sub>CN</sub> 4,0 MPa
<b>R + 2</b>	<b>Sol</b>	A	B	C
	<b>p<sub>a,min</sub> (%)</b>	-	-	-
	<b>Caractéristiques éléments</b>	-	-	-

\* : cf. % 5.4, alinéa (13)

## 5.5 Références

Les versions des références utilisées sont celles en vigueur au 1<sup>er</sup> septembre 2013.

### Normes appliquées

- [[5-1] NF EN 1998-1 Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, 2005
- [5-2] NF EN 1998-1/NA Annexe Nationale de la NF EN 1998-1:2005, décembre 2007
- [5-3] NF EN 1996-1-1 Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : Règles générales pour les ouvrages en maçonnerie armée et non armée, 2005
- [5-4] NF EN 1996-1-1/NA Annexe Nationale de la NF EN 1996-1-1, décembre 2009

### Ouvrages généraux

- [5-5] AFPS, *Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, mai 2011
- [5-6] AFPS, *Construction parasismique des maisons individuelles aux Antilles "Guide CP-MI Antilles"*, 2004
- [5-7] N. Juraszek, *Maçonneries en zone sismique : méthodes et exemples de dimensionnement selon l'Eurocode 8*, CERIB, février 2008
- [5-8] T. Paulay, M.J.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & sons, 1992
- [5-9] N. Juraszek, A. de Chefdebien, P. Sauvage, B. Hainault, *Réalisation des recouvrements dans les murs de maçonnerie chaînée*, Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, octobre 2008
- [5-10] N. Juraszek, *Contribution à l'élaboration de nouvelles règles parasismiques simplifiées pour les maisons individuelles en maçonnerie*, CERIB, 2008

## 6 Bâtiments en bois

### 6.1 Introduction et domaine d'application

La conception et la mise en œuvre des ouvrages en bois relèvent du DTU 31.2. Ce document normatif précise des règles forfaitaires, qui permettent de s'assurer de la stabilité de ces ouvrages, notamment vis-à-vis des actions de vent. Toutefois, tous les cas ne sont pas couverts. En ce qui concerne les actions sismiques, il est nécessaire de disposer d'un ensemble de règles de construction intégrant les conditions de vérification prescrites par la NF EN 1998-1, ainsi que les dispositions constructives compatibles avec ce type de situation.

Ce chapitre présente la démarche simplifiée de vérification (ou de dimensionnement) pour des bâtiments en bois contreventés par palées ou par voiles travaillant respectant les critères explicités dans le chapitre 3 relatifs au domaine couvert par ce guide.

Dans ce chapitre seront successivement présentées :

- les spécificités des bâtiments en bois associées aux typologies et techniques de construction retenues (masse en jeu, rigidités, ductilité...),
- l'importance des dispositions constructives sur le comportement d'ensemble de la structure,
- une aide au dimensionnement des bâtiments en bois en situation sismique sous forme de valeurs tabulées.

Les prescriptions techniques contenues dans ce chapitre sont issues de l'analyse de la norme NF EN1998-1 [6-1], complétée de son annexe nationale [6-2], ainsi que des ouvrages spécialisés tels que le guide des dispositions constructives parasismiques [6-6]... L'optique de ce chapitre est de proposer aux professionnels de la construction bois les étapes clés d'une démarche de conception structurée, compatible avec les exigences réglementaires.

#### Domaine d'application

Les critères spécifiques au domaine couvert par le guide pour les bâtiments en bois sont les suivants :

- Les ouvrages en bois de ce guide sont limités à une emprise au sol de 350 m<sup>2</sup>.
- La forme en plan doit être suffisamment compacte ; elle doit s'inscrire dans une forme rectangulaire dont le rapport longueur sur largeur doit être compris entre 1 et 2 (cette limitation à 2 de l'élançement en plan est plus restrictive que celle de l'Eurocode qui est de 4). Cette forme peut toutefois présenter des angles rentrant à la condition que les différences de surfaces entre le rectangle enveloppe et la forme réelle en plan n'excède pas 5%.
- Les trémies doivent être limitées en nombre et en surface. Le guide autorise une trémie pour aménager le passage d'un escalier et ascenseur par plancher, à condition de respecter les principes du §2.2.1.1
- les contreventements (CVT) sont implantés en façades et éventuellement en refend. Ces implantations sont répertoriées par zones, A, B-C et D. Ces zones sont définies à partir de la longueur et de la largeur du rectangle enveloppe.
- Les contreventements internes, quand ils sont limités à deux files, doivent être espacés au minimum de 1,50 m ou du dixième de la dimension du bâtiment, (dans la même direction).
- L'ensemble des typologies de contreventement retenues pour la détermination de l'enveloppe des résultats de calcul est synthétisé dans le tableau 7-4-1 (§7-4, annexe 6-2). Le guide ne traite que des bâtiments qui présentent au moins 20% du contreventement en façade dans une direction donnée. Dans cette configuration de faible pourcentage de contreventement en façade dans une direction, le guide exige une présence d'au moins 60% du contreventement en façade dans la direction perpendiculaire. Ce cas limite correspond à l'exemple spécifique traité dans ce chapitre (20% de contreventement dans les façades suivant X (5 unités de CVT en façades X / 19 unités de CVT orientées suivant X), cf. figures 6-9 et 6-10 et 60% de contreventement dans les pignons suivant Y (20 unités de CVT en façades Y / 38 unités de CVT suivant Y).

### 6.2 Typologie des bâtiments et guide méthodologique de conception

#### 6.2.1 Etapes du principe de dimensionnement

##### Présence d'excentricités en plan et d'une torsion du bâtiment

Les résultantes par étage des forces d'inertie engendrées par les sollicitations sismiques s'appliquent aux centres de masse. Dans bon nombre de cas, le centre de masse ne coïncide pas avec le centre

de torsion. Cet excentrement crée un phénomène de torsion d'axe vertical ; il est illustré sur la figure 6-1. Pour cet exemple, la distribution de masses est régulière, c'est la distribution des rigidités des contreventements orientés suivant Y qui conduit à un excentrement du centre de torsion. On retrouve ici une illustration des critères sur  $e_0$  et  $R_x$  présentés au chapitre 3 de ce guide.

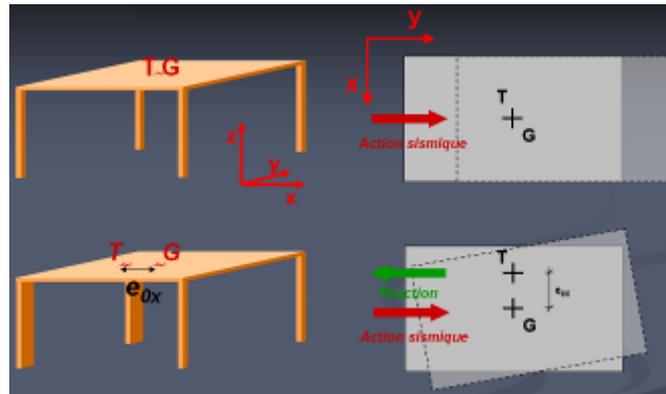
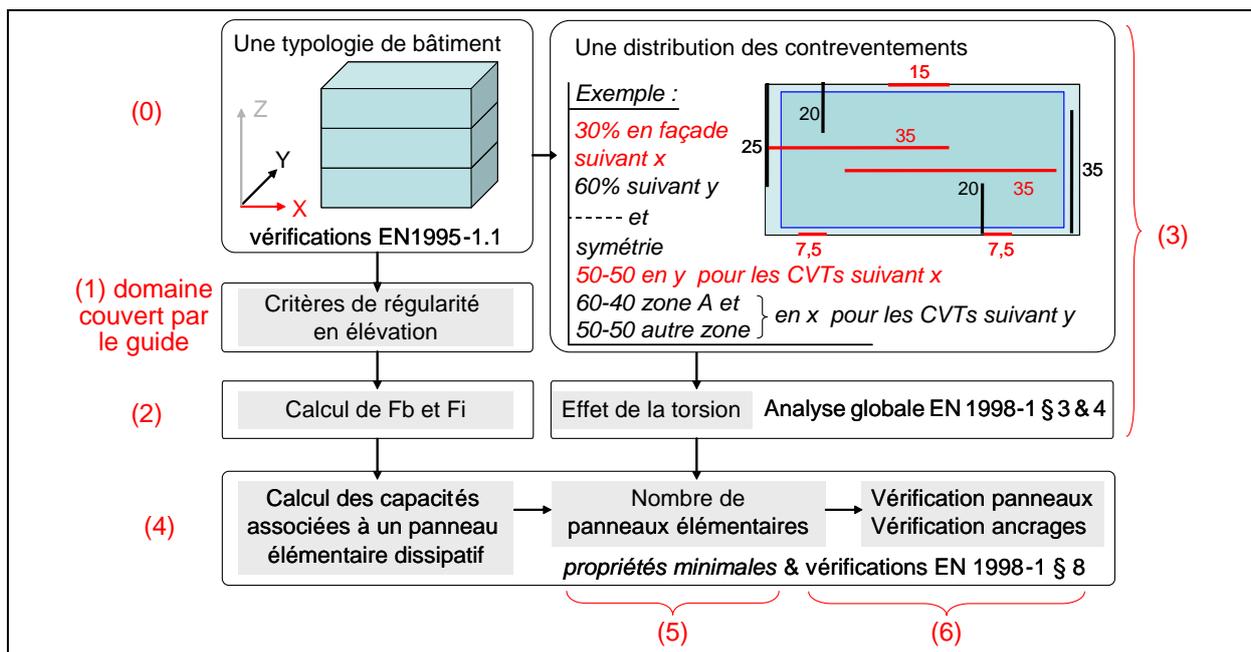


Figure 6-1 : Illustration des conséquences de la torsion d'axe vertical

Les masses mises en jeu dans les mouvements de la structure engendrés par un séisme ne sont pas toutes figées dans leur position. Notamment, les charges variables (exploitation) présentent une incertitude dans leur localisation au moment du séisme. On parle dans ce cas d'excentricités accidentelles, introduites dans la NF EN 1998-1 [6-1] sous la forme du paramètre  $e_a$  positif ou négatif et orienté suivant X ou Y. La distribution des stabilités, ainsi que la prise en compte des excentricités accidentelles peuvent influencer considérablement sur les sollicitations sismiques rapportées à chaque contreventement élémentaire. Cet impact dépend dans une large mesure de l'implantation des contreventements. La figure 6-2 expose le cheminement en différentes étapes :

- (0) prédimensionnement associé aux exigences de la NF EN 1995-1.1 [6-3],
- (1) vérification des critères de régularité en élévation correspondant au domaine couvert par le guide,
- (2-1) détermination de l'accélération spectrale,
- (2-2 & 2-3) calcul de masses et de l'accélération spectrale pour calculer les efforts sismiques à la base (2-2) et au niveau de chaque étage, toiture comprise (2-3),
- (3) classification des systèmes de contreventement par définition de zones d'implantation des contreventements pour évaluer les effets de la torsion d'axe vertical,
- (4) calcul de résistance des contreventements élémentaires,
- (5) calcul du nombre de contreventements élémentaires en situation sismique intégrant les exigences de caractéristiques minimales et de capacité,
- (6) calcul et vérification des ancrages.



**Figure 6-2 : Etapes de vérification et critères de typologie  
des structures couvertes par le chapitre bois du guide**

**Étapes (0) et (1)**

Elles correspondent à un prédimensionnement statique de la structure et à la vérification de l'appartenance de cette structure au domaine couvert par le présent guide.

**Étape (2) calcul de  $F_b$  et des  $F_i$**

L'effort sismique global à reprendre pour un bâtiment à sa base par l'ensemble du système de contreventement du rez-de-chaussée est calculé en déterminant successivement l'accélération spectrale et les masses mises en mouvement. Les efforts à prendre en compte à chaque étage sont calculés à partir de l'effort sismique global et de l'altitude de ces différents étages.

Étape (2-1) détermination de l'accélération spectrale

La zone de sismicité, la classe de sol et le coefficient de comportement  $q$  attribué au type de structure permettent de déterminer une « accélération spectrale »  $S_d$  ( $S_d = a_g \times S \times 2,5/q$ ). Ceci est explicité dans le chapitre 3 de ce guide et rappelé dans le tableau 6-1.

Accélération à appliquer à la masse de la structure pour obtenir l'effort tranchant à la base de la structure : $A_g \cdot S(m/s^2)$ - $m(T)$ - $F_b$ (kN)									
	zones de sismicité 3			zone de sismicité 4			zone de sismicité 5		
	classes de sol			classes de sol			classes de sol		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
$q=2$	1,4	1,9	2,1	2	2,7	3	3,75	4,5	4,35
$q=3$	0,95	1,25	1,4	1,35	1,8	2	2,5	3	2,9

**Tableau 6-1 : (d'après 3-3) : Valeurs de l'accélération spectrale retenues pour les petits bâtiments courants en bois ( $m/s^2$ )**  $S_d = a_{gr} \times \gamma_1 \times S \times 2,5 / q$

Étape (2-2) détermination de la masse globale mise en mouvement à chaque étage

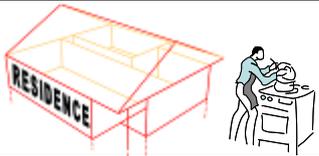
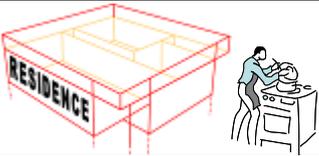
Cette accélération est à appliquer à la masse mise en mouvement. Cette masse mise en mouvement correspond aux différentes masses "d'étage" : la masse du plancher (ou toiture), celle de la demi-hauteur des murs de l'étage inférieur et celle de la demi hauteur des murs de l'étage supérieur auxquelles il faut ajouter la partie permanente des charge variables. Cette masse est rapportée à un ratio par  $m^2$  au sol dans les tableaux 6-2 et 6-3 pour les différentes typologies retenues dans ce chapitre bois (type de toiture, utilisation logement ou bureau et nombre d'étages).

Deux masses de toitures sont distinguées : les toitures sur charpente et les toitures de type toiture terrasse ou toiture végétalisée. Deux masses associées à la partie considérée permanente des charges d'exploitation sont également distinguées : pour un usage d'habitation et pour un usage de bureau. La différence de masse engendrée par une hauteur générique d'étage pour le rez-de-chaussée (2,75 m) ou une hauteur augmentée (3,20 m) pour petite surface de vente est inférieure à 1% de la masse globale mise en mouvement ; la masse la plus élevées est retenue dans l'approche de ce guide.

On obtient ainsi un premier effort à la base en multipliant «  $S_d$  » par la masse globale.

$$F_b \text{ (kN)} = \text{« } S_d \text{ »} \times (\text{« surf » } (m^2) \times \text{« coef typ » } (T/m^2))$$

Ce coefficient de typologie, ou ratio de masse, résulte d'une étude paramétrique de calcul de la masse de nombreuses configurations de bâtiments. La figure 6-3 illustre la démarche de calage de ce coefficient pour un bâtiment en simple rez-de-chaussée, les calages pour les autres configurations sont rapportés en annexe 6-1.

emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> ) - toiture sur charpente			emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> ) - avec toiture "terrasse"		
	RdC	R+1	R+2		RdC	R+1	R+2
100	0,184	0,506	0,821	100	0,228	0,550	0,866
120	0,181	0,495	0,804	120	0,225	0,539	0,849
140	0,178	0,486	0,789	140	0,222	0,530	0,834
160	0,175	0,477	0,775	160	0,219	0,521	0,820
180	0,173	0,469	0,762	180	0,217	0,513	0,807
200	0,170	0,462	0,750	200	0,214	0,506	0,795
220	0,168	0,456	0,740	220	0,212	0,500	0,785
240	0,166	0,450	0,731	240	0,210	0,494	0,776
260	0,165	0,446	0,723	260	0,209	0,490	0,768
280	0,163	0,442	0,716	280	0,207	0,486	0,761
300	0,162	0,438	0,711	300	0,206	0,482	0,756
320	0,161	0,436	0,707	320	0,205	0,480	0,752
340	0,161	0,434	0,704	340	0,205	0,478	0,749
360	0,160	0,433	0,702	360	0,204	0,477	0,747

Tableau 6-2 : « Coef<sub>typo</sub> » : Ratio de masse d'un bâtiment d'habitation



emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol - toiture sur charpente (T/m <sup>2</sup> )			emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol -toiture "terrasse" (T/m <sup>2</sup> )		
	RdC	R+1	R+2		RdC	R+1	R+2
100	0,184	0,555	0,922	100	0,229	0,600	0,967
120	0,180	0,544	0,905	120	0,225	0,589	0,950
140	0,177	0,535	0,890	140	0,222	0,580	0,935
160	0,174	0,526	0,876	160	0,219	0,571	0,921
180	0,171	0,518	0,863	180	0,216	0,563	0,908
200	0,169	0,511	0,851	200	0,214	0,556	0,896
220	0,167	0,505	0,841	220	0,212	0,550	0,886
240	0,165	0,499	0,832	240	0,210	0,544	0,877
260	0,163	0,495	0,824	260	0,208	0,540	0,869
280	0,162	0,491	0,817	280	0,207	0,536	0,862
300	0,161	0,487	0,812	300	0,206	0,532	0,857
320	0,160	0,485	0,808	320	0,205	0,530	0,853
340	0,159	0,483	0,805	340	0,204	0,528	0,850
360	0,159	0,482	0,803	360	0,204	0,527	0,848

Tableau 6-3 : « Coef<sub>typo</sub> » : Ratio de masse d'un bâtiment de bureaux

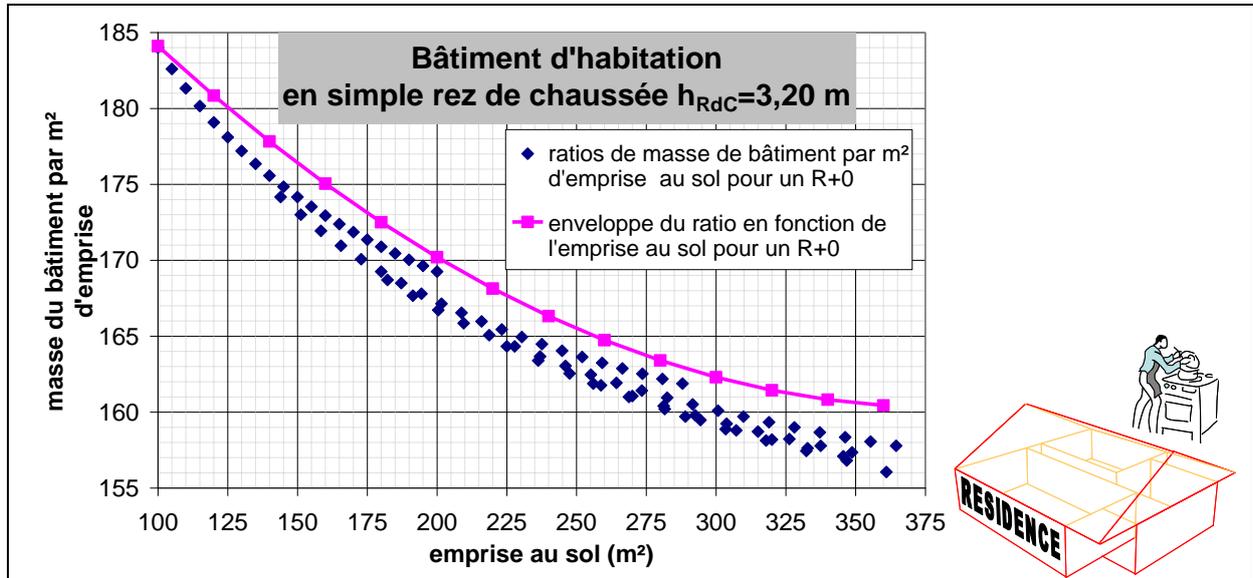


Figure 6-3 : Exemple de calcul du ratio de masse en fonction de l'emprise au sol du bâtiment

Étape (2-3) détermination de la masse équivalente à chaque étage

Une même démarche est appliquée pour chaque étage, aboutissant ainsi aux coefficients «  $coef_{typo,étages}$  » rapportés dans les tableaux 6-4 et 6-5. La multiplication de cette masse équivalente par l'accélération spectrale permet d'obtenir la force sismique équivalente  $F_i$  pour chaque localisation de masse (planchers et toiture).

$$F_i \text{ (kN)} = \ll S_d \gg \times (\ll \text{surf} \gg \text{ (m}^2\text{)} \times \ll coef_{typo,étages} \gg \text{ (T/m}^2\text{)})$$

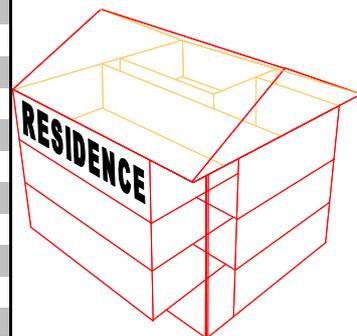
Ces forces  $F_i$  permettent de calculer le moment de renversement global ainsi que les efforts tranchants et les moments à chaque étage. Les forces  $F_i$  intègrent l'effet de l'altitude de masses des planchers et de la toiture des bâtiments ; le coefficient  $coef_{typo,étages}$  correspond au maximum des effets engendrés pour des rez-de-chaussée de 3,20 m ou 2,75 m. La somme de ces forces  $F_i$  est de fait, légèrement supérieure à la force sismique globale : « effort sismique à la base ».

Remarque 6-1 : attention, ces formules ne sont pas adimensionnelles ; il est impératif de respecter les unités pour obtenir les bonnes valeurs d'efforts !

emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse sismique équivalente des différents niveaux par m <sup>2</sup> d'emprise au sol - toiture sur charpente - (T/m <sup>2</sup> )					
	RdC	R+1		R+2		
	haut RdC	haut RdC	haut R+1	haut RdC	haut R+1	haut R+2
100	0,184	0,254	0,265	0,194	0,346	0,295
120	0,181	0,248	0,260	0,190	0,339	0,290
140	0,178	0,243	0,255	0,186	0,332	0,285
160	0,175	0,238	0,251	0,182	0,326	0,280
180	0,173	0,234	0,247	0,179	0,320	0,276
200	0,170	0,230	0,244	0,176	0,315	0,272
220	0,168	0,227	0,241	0,173	0,310	0,268
240	0,166	0,224	0,238	0,171	0,306	0,265
260	0,165	0,221	0,235	0,169	0,303	0,263
280	0,163	0,219	0,233	0,167	0,300	0,260
300	0,162	0,217	0,232	0,166	0,298	0,259
320	0,161	0,216	0,230	0,165	0,296	0,257
340	0,161	0,215	0,230	0,164	0,295	0,256
360	0,160	0,214	0,229	0,164	0,294	0,256

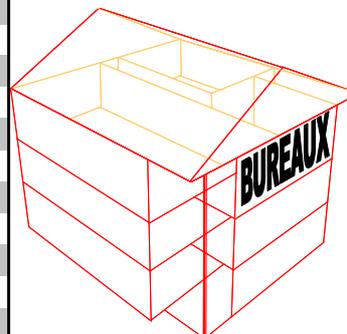
  

emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse sismique équivalente des différents niveaux par m <sup>2</sup> d'emprise au sol - toiture "terrasse" - (T/m <sup>2</sup> )					
	RdC	R+1		R+2		
	haut RdC	haut RdC	haut R+1	haut RdC	haut R+1	haut R+2
100	0,228	0,248	0,311	0,191	0,339	0,349
120	0,225	0,243	0,306	0,186	0,332	0,343
140	0,222	0,238	0,302	0,182	0,325	0,338
160	0,219	0,233	0,298	0,179	0,319	0,334
180	0,217	0,229	0,294	0,176	0,313	0,330
200	0,214	0,225	0,291	0,173	0,308	0,326
220	0,212	0,221	0,288	0,170	0,303	0,323
240	0,210	0,218	0,285	0,168	0,299	0,320
260	0,209	0,216	0,283	0,166	0,296	0,317
280	0,207	0,214	0,281	0,164	0,293	0,315
300	0,206	0,212	0,279	0,163	0,291	0,313
320	0,205	0,211	0,278	0,162	0,289	0,312
340	0,205	0,210	0,277	0,161	0,288	0,311
360	0,204	0,209	0,276	0,161	0,287	0,310

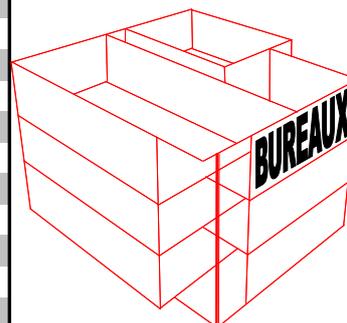


**Tableau 6-4** : «  $coef_{typo,étages}$  » : Ratio de distribution des masses sismiques équivalentes par étage pour un bâtiment d'habitation (1tonne = 1 000 kilogrammes)

emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse sismique équivalente des différents niveaux par m <sup>2</sup> d'emprise au sol - toiture sur charpente - (T/m <sup>2</sup> )					
	RdC	R+1		R+2		
	haut RdC	haut RdC	haut R+1	haut RdC	haut R+1	haut R+2
100	0,184	0,298	0,267	0,227	0,413	0,296
120	0,180	0,293	0,262	0,223	0,406	0,290
140	0,177	0,288	0,257	0,219	0,399	0,285
160	0,174	0,283	0,253	0,216	0,393	0,281
180	0,171	0,279	0,249	0,213	0,387	0,276
200	0,169	0,275	0,245	0,210	0,382	0,272
220	0,167	0,272	0,242	0,207	0,378	0,269
240	0,165	0,269	0,240	0,205	0,374	0,266
260	0,163	0,266	0,237	0,203	0,370	0,263
280	0,162	0,264	0,235	0,201	0,367	0,261
300	0,161	0,263	0,234	0,200	0,365	0,259
320	0,160	0,261	0,232	0,199	0,363	0,258
340	0,159	0,260	0,231	0,198	0,362	0,257
360	0,159	0,260	0,231	0,198	0,361	0,256



emprise au sol (m <sup>2</sup> )	masse sismique équivalente des différents niveaux par m <sup>2</sup> d'emprise au sol - toiture "terrasse" - (T/m <sup>2</sup> )					
	RdC	R+1		R+2		
	haut RdC	haut RdC	haut R+1	haut RdC	haut R+1	haut R+2
100	0,229	0,290	0,321	0,222	0,401	0,358
120	0,225	0,285	0,316	0,218	0,394	0,353
140	0,222	0,280	0,311	0,214	0,387	0,347
160	0,219	0,275	0,307	0,211	0,381	0,343
180	0,216	0,271	0,303	0,208	0,375	0,338
200	0,214	0,267	0,299	0,205	0,370	0,334
220	0,212	0,264	0,296	0,202	0,366	0,331
240	0,210	0,261	0,293	0,200	0,362	0,328
260	0,208	0,258	0,291	0,198	0,358	0,325
280	0,207	0,256	0,289	0,196	0,355	0,323
300	0,206	0,255	0,287	0,195	0,353	0,321
320	0,205	0,253	0,286	0,194	0,351	0,320
340	0,204	0,252	0,285	0,193	0,350	0,319
360	0,204	0,252	0,285	0,193	0,349	0,318



**Tableau 6-5 :** « coef<sub>typo,étages</sub> » : Ratio de distribution des masses sismiques équivalentes par étage pour un bâtiment de bureaux (1tonne = 1 000 kilogrammes)

### Étape (3) Effets de la torsion

Afin de vérifier le nombre de contreventements élémentaires nécessaires au rez-de-chaussée, il convient de multiplier  $F_b$  par un coefficient d'incidence de torsion qui est donné dans le tableau 6-7. Les valeurs tabulées du coefficient d'incidence de torsion correspondent à des valeurs enveloppes de nombreuses configurations. Les résultats obtenus pour chacune de ces configurations sont donnés dans les tableaux 7-4-2 à 7-4-4, §7-4, annexe 6-2.

### Étape (4) Résistance des contreventements élémentaires

La résistance des différents types de contreventement intégrés dans ce guide est appelée «  $F_{sis,Rd}$  ». Elle dépend de leur constitution (panneau de contreventement par voile travaillant, palée triangulée), ainsi que des conditions d'environnement de service (classe de service 1 ou 2). Les valeurs de «  $F_{sis,Rd}$  » sont définies dans le paragraphe 6-4 (tableau 6-10 par exemple pour les contreventements par ossature à voile travaillant cloué). Un seul type de contreventement par bâtiment est possible dans le cadre de ces règles simplifiées.

### Étape (5) Détermination du nombre de contreventements élémentaires

Le calcul du nombre de contreventements élémentaires se limite alors à la simple division de  $F_b$  ou  $F_i$  implémentés de l'effet de torsion par la résistance élémentaire :

$$\llcorner \text{Nb CVT élémentaires rdc} \llcorner = (\llcorner F_b \llcorner \times \llcorner \text{coef torsion} \llcorner) / \llcorner F_{\text{sis,Rd}} \llcorner$$

$$\llcorner \text{Nb CVT élémentaires étage } i \llcorner = (\llcorner F_i \llcorner \times \llcorner \text{coef torsion} \llcorner) / \llcorner F_{\text{sis,Rd}} \llcorner$$

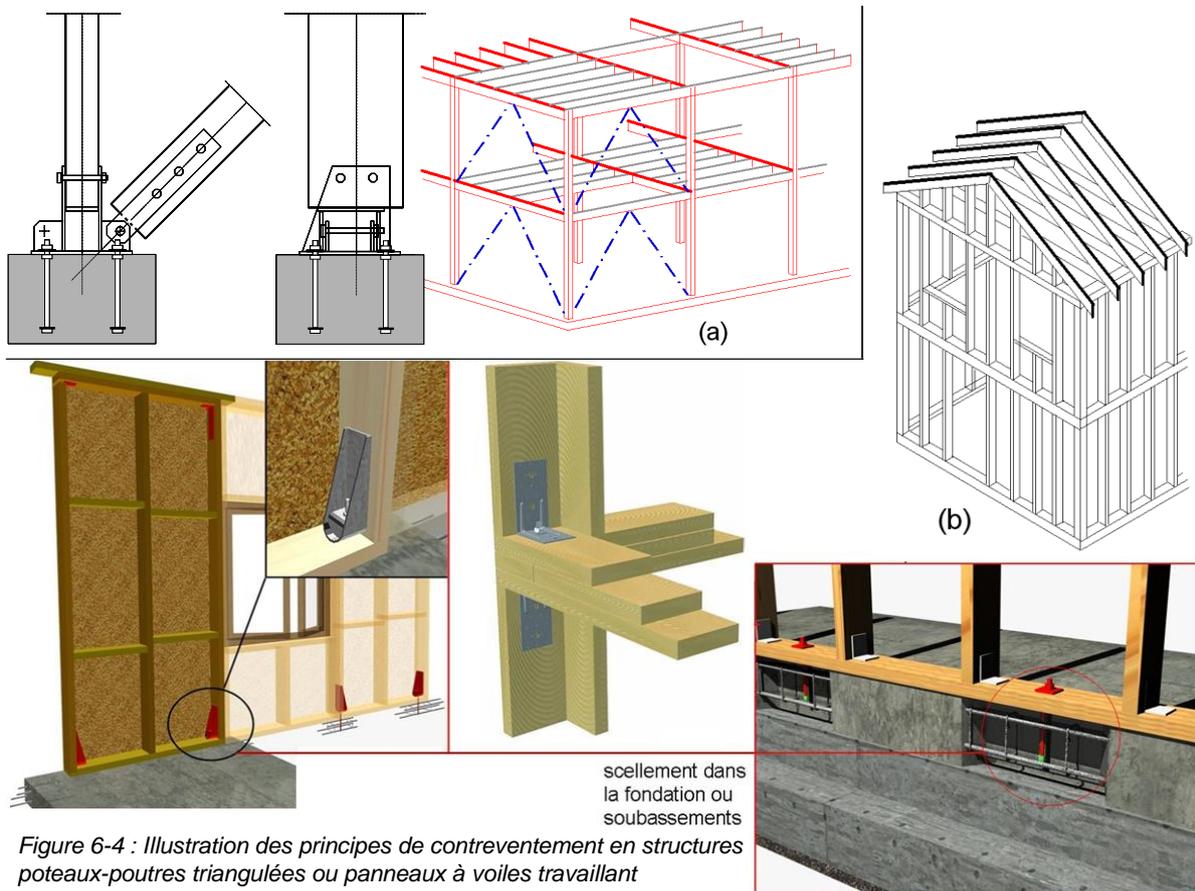
Les étapes (3), (4) et (5) peuvent être synthétisées en un seul coefficient multiplicateur ; c'est celui-ci qui est utilisé dans les planches de dimensionnement du paragraphe 6-6.

**Remarque 6-2 :** L'effort à la base «  $F_b$  » intègre la valeur de  $q$  associée à la technologie de réalisation retenue. Dans le cadre de ce guide, deux technologies de construction sont abordées : les structures poteaux-poutres contreventées par triangulations et les ossatures contreventées par voiles travaillant.

Tableau 6-5 :  
Valeurs du  
comportement  
de structure  
 $q$   
retenues dans  
ce guide pour  
les structure  
bois

	structure en bois avec ossature contreventée par voile travaillant cloué	structures poteaux-poutres triangulées par diagonales assemblées par boulons ou broches
DCM	3 (* $\equiv$ DCM)	2
DCH	5	

\* clause 8.3(1)P NF EN 1998-1/NA - Note 1 : "Les connaissances scientifiques incluant des résultats probants ne permettent pas de retenir actuellement la ductilité H. Sauf en ce qui concerne les panneaux de murs cloués, avec diaphragmes cloués, assemblés par clous et boulons peuvent bénéficier d'un coefficient de comportement  $q$  limité à 3".



## 6.2.2 Prise en compte de la torsion et illustration

### Répartition des contreventements par « zones »

Un des principaux aspects novateurs de cette approche consiste à définir un découpage des plans de diaphragmes de plancher en zones et à considérer une variation de la distribution des pourcentages de contreventement à l'intérieur de ces zones. Ces zones sont définies de la manière suivante :

- zone A espace périphérique du rectangle dans lequel s'inscrit l'ouvrage. Sa largeur est égale à 5% de la longueur ou de la largeur de ce rectangle. Cette zone correspond à l'appellation « en façade » dans le texte
- Zone BC espace compris entre 90 et 50% de la longueur ou de la largeur du rectangle de base
- Zone D espace central limité à 50% du rectangle de base.

La figure 6-5 propose un exemple de conception courante de bâtiment de bureaux en bois. La coupe horizontale définit la position des files de contreventement dans les deux directions principales. La figure 6-6 indique les limites des zones d'implantation des contreventements pour les directions X et Y.

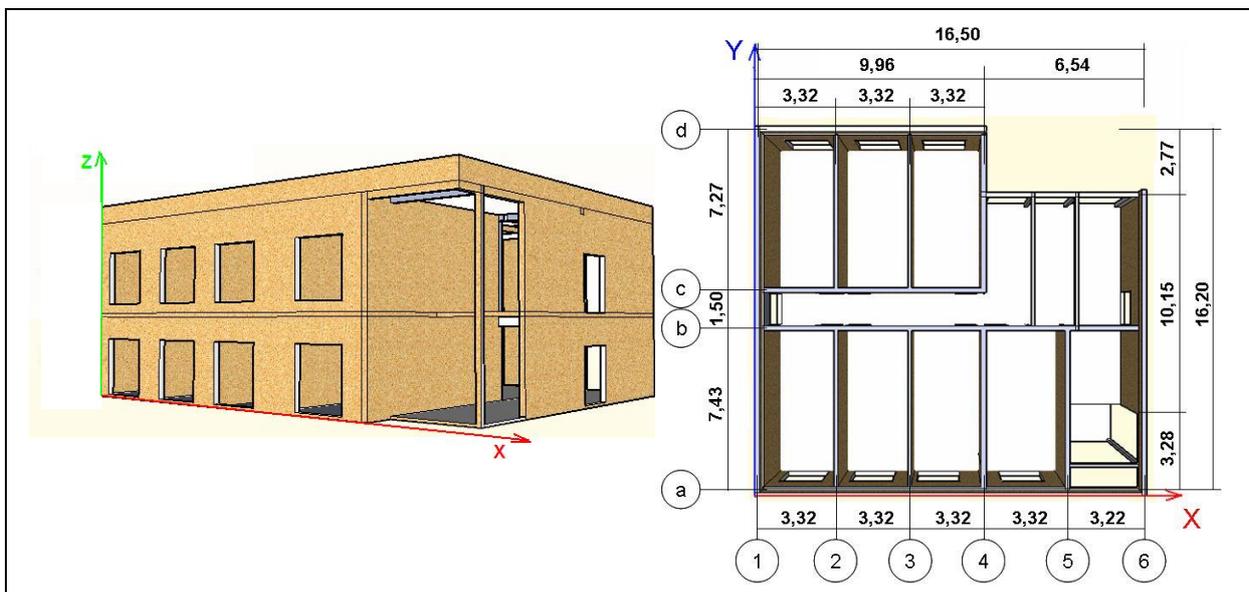


Figure 6-5 : Exemple de bâtiment en bois avec ses contreventements

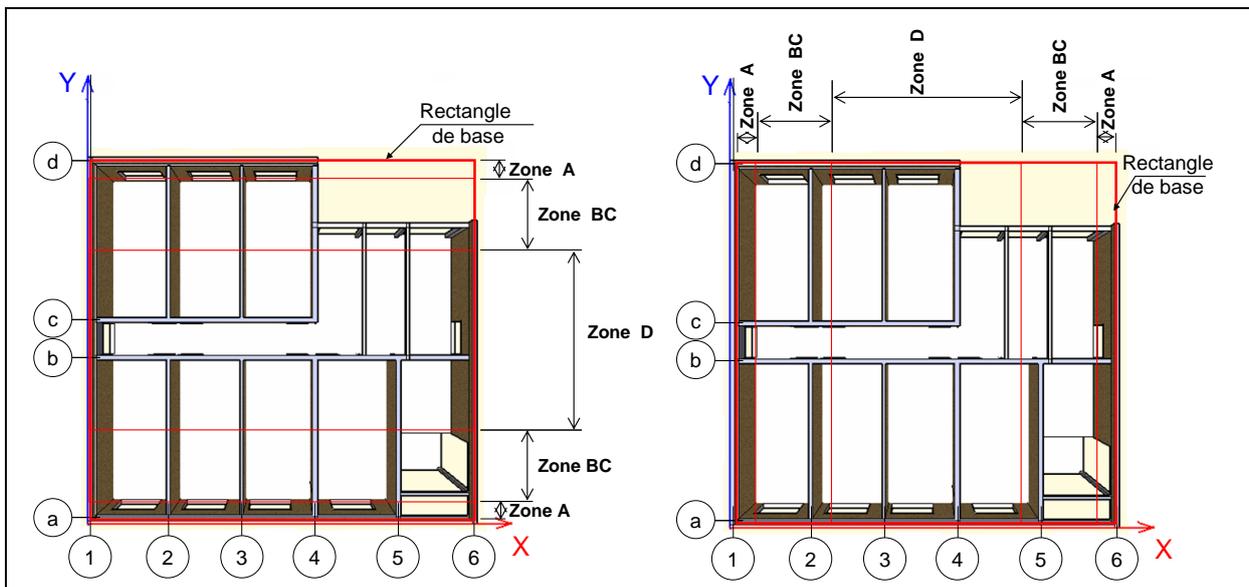
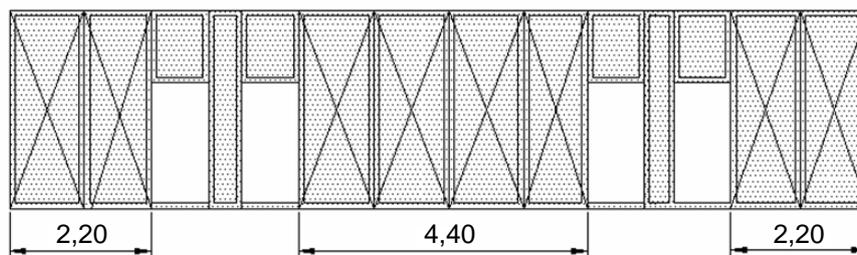


Figure 6-6 : Effet du zonage pour l'exemple de bâtiment en bois



**Figure 6-7 : Calepinage du refend, file b**

Ainsi, suivant X, le contreventement peut être intégré aux murs de refend, files *b* et *c* et éventuellement aux façades (files *a* et *d*) si les baies extérieures autorisent la présence de trumeaux d'une largeur minimale de 1,10 m. Les contreventements des files *b* et *c* se situent en zone D, ceux de façades, en zone A. Si la largeur des trumeaux permet de mettre en place :

- 3 panneaux élémentaires de contreventement en file a (à l'intersection des files 2, 3 et 4),
- 8 en file b (cf. schéma de composition de refend, figure 6-7),
- 6 en file c et
- 2 en file d.

On aboutit à un maximum de 19 panneaux élémentaires de contreventement dans la direction X et à un classement typologique suivant X : 26% de contreventement en zone A et 74% en zone D pour 19 contreventements élémentaires dans la direction X,

La non possibilité de placer des contreventements en façade conduirait à 100% en zone D.

**Cette dernière configuration n'est pas autorisée dans le domaine couvert par le guide.**

Pour les murs orientés suivant Y, les contreventements peuvent être implantés sur les files de 1 à 6. Si toutes les files participent au contreventement, le contreventement est implanté en zone A (files 1 et 6), en zone BC (files 2 et 5) et zone D (files 3 et 4). Si les murs sont composés de la manière suivante :

- 12 contreventements élémentaires en file 1,
- 12 en file 2,
- 12 en file 3,
- 10 en file 4,
- 6 en file 5 et
- 8 en file 6.

On obtient 33% en zone A, 30% en zone BC et 37% en zone D pour 60 contreventements élémentaires.

Toutes les files de murs suivant Y ne sont pas nécessairement utiles pour le contreventement. On peut ne retenir que les files les plus éloignées du centre du bâtiment, par exemple les files 1, 2, 5 et 6 :

- 12 contreventements élémentaires en file 1,
- 12 en file 2,
- 6 en file 5 et
- 8 en file 6.

Dans ce cas, on obtient 53% en zone A et 47% en zone BC pour 38 contreventements élémentaires suivant Y.

### **Symétrie de distribution des contreventements dans les zones**

Outre l'apport de rigidité en flexion, l'implantation de contreventements dans les files 1, 2, 5 et 6 permet d'augmenter la rigidité en torsion du bâtiment et palier partiellement le faible nombre de contreventements en façades suivant X. Les valeurs tabulées (tableau 6-7) prennent en compte les principales possibilités de répartitions des contreventements s'inscrivant dans les zones définies précédemment, et des distributions de symétrie. Les différentes répartitions et distributions étudiées pour établir ces valeurs sont décrites en paragraphe 7-4, annexe 6-2. Ces configurations intègrent plusieurs distributions plus ou moins symétriques des contreventements au sein d'une zone. Ces distributions sont scindées en quatre familles (I, II, III et IV). Elles vont d'une distribution parfaitement symétrique dans les deux directions X et Y à des distributions ( $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$ ) dans chaque zone, pour chaque direction X ou Y. Dans l'exemple traité précédemment :

- 3 panneaux élémentaires de contreventement en file a,
- 8 en file b,
- 6 en file c et
- 2 en file d.

On obtient pour la direction X une distribution  $\frac{3}{5}$  -  $\frac{2}{5}$  en zone A et  $\frac{8}{14}$  -  $\frac{6}{14}$  en zone D.

Pour la direction Y avec des contreventements uniquement suivant les files 1,2, 5 et 6 (étape 0, figure 6-10) :

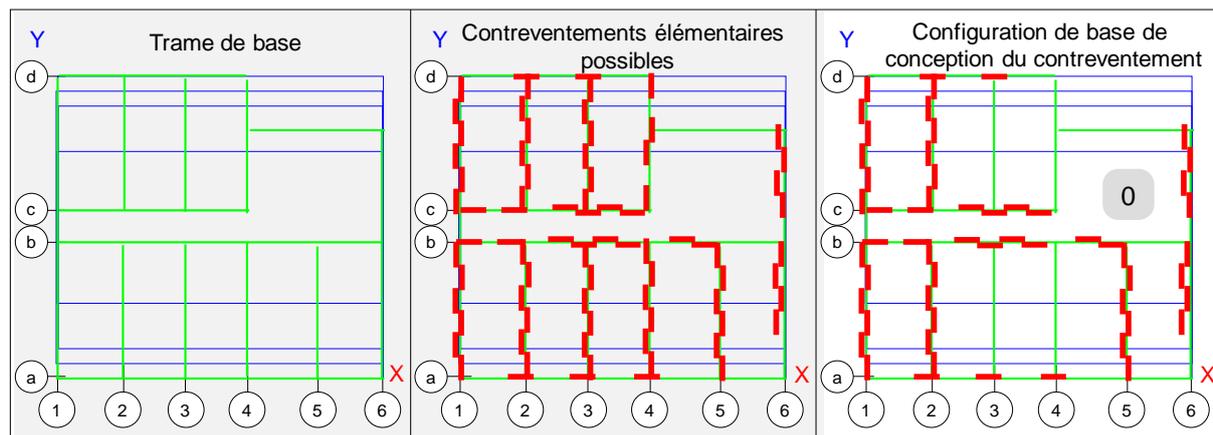
- 12 contreventements élémentaires en file 1,
- 12 en file 2,
- 6 en file 5 et
- 8 en file 6.

On obtient une distribution  $\frac{3}{5} - \frac{2}{5}$  en zone A et  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  en zone C.

Le guide prévoit 3 bornes de distribution par zone :  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$  (parfaitement symétrique),  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  et  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$ .

**La possibilité d'aller jusqu'à une distribution  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  n'est pas autorisée en zone A.**

Cette distribution  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  n'est donc autorisée que pour les contreventements « internes » et elle est conditionnée à une parfaite symétrie des autres contreventements en X et en Y.



**Figure 6-8** : Trame du bâtiment et positionnement potentiel des contreventements

Le cheminement proposé dans ce chapitre est le suivant :

- s'assurer dans un premier temps qu'un minimum de contreventement est implanté dans les façades. Il convient de calculer les pourcentages de contreventement en façades dans les deux directions principales du bâtiment. Le pourcentage minimal de contreventement dans une direction ne doit pas être inférieur à 20%. En outre, la somme des contreventements élémentaires en façades, dans les deux directions (X et Y) doit être au moins égal au nombre de contreventements élémentaires nécessaires dans une direction tous murs confondus. De plus, des murs de contreventement doivent être implantés dans la zone B-C, au moins dans une des directions.

*Par exemple, si 20 contreventements élémentaires sont nécessaires dans la direction X,*

*Au moins 5 de ces contreventements doivent être disposés dans les façades orientées suivant X (2 dans une, 3 dans l'autre) et 15 dans les refends.*

*Suivant Y, au moins 15 contreventements élémentaires doivent être implantés dans les façades (7 dans une et 8 dans l'autre par exemple). 5 contreventements doivent être insérés dans les refends orientés suivant Y.*

*Suivant X ou Y, des contreventements doivent être implantés dans la zone BC.*

- Vérifier dans un deuxième temps que la distribution en symétrie respecte l'un des critères suivants :
  - distribution I :  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$  (parfaitement symétrique pour toutes les zones dans les deux directions)
  - distribution II :  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  pour une des zones dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ ,
  - distribution III :  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  pour une zone, hors zone A, et dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ , ou 2 fois  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  et 2 fois  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ ,
  - distribution IV : 4 fois  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$ .

Les coefficients d'incidence de la torsion sont donnés dans le tableau 6-7. Les valeurs ainsi tabulées correspondent au maximum de l'incidence de la torsion pour l'ensemble des variations d'implantation des contreventements envisagées.

Longueur/largeur : L/l		distribution	distribution	distribution	distribution
min	Max	I	II	III	IV
1	2	1,15	1,43	1,56	1,58

**Tableau 6-7** : incidence torsion par distribution en symétrie

Ce cheminement limite le travail du concepteur à vérifier le respect des critères de limite du domaine couvert par le guide, de déterminer le type de distribution en symétrie (de I à IV), de repérer la zone

sismique, la classe de service, et ensuite de multiplier la surface d'emprise au sol par un coefficient typologiques et par un coefficient de nombre de contreventements pour obtenir le nombre de contreventements élémentaires par étage.

Remarque 6-3 : le nombre de contreventements peut être réduit d'un étage à un autre étage supérieur (en fonction de la réduction de l'effort tranchant sismique à reprendre), mais le type de distribution en symétrie doit rester identique du rez-de-chaussée jusqu'au dernier étage.

### Démarche itérative pour améliorer l'efficacité des contreventements à mettre en œuvre

Pour être moins pénalisé par le classement en distribution, une démarche itérative d'utilisation des tableaux peut-être conduite. Pour notre exemple, si 19 contreventements élémentaires sont suffisants suivant X, il n'est probablement pas nécessaire de disposer de 38 contreventements suivant Y.

- 1) Une première itération peut consister à mieux distribuer le contreventement en façades, par exemple, conserver les 8 contreventements élémentaires en file 6 et en placer uniquement 8 en file 1, cf. figure 6-9 (suivant Y 47% en façade et 53% en zone BC ; c'est une configuration qui n'est pas couverte par le guide).

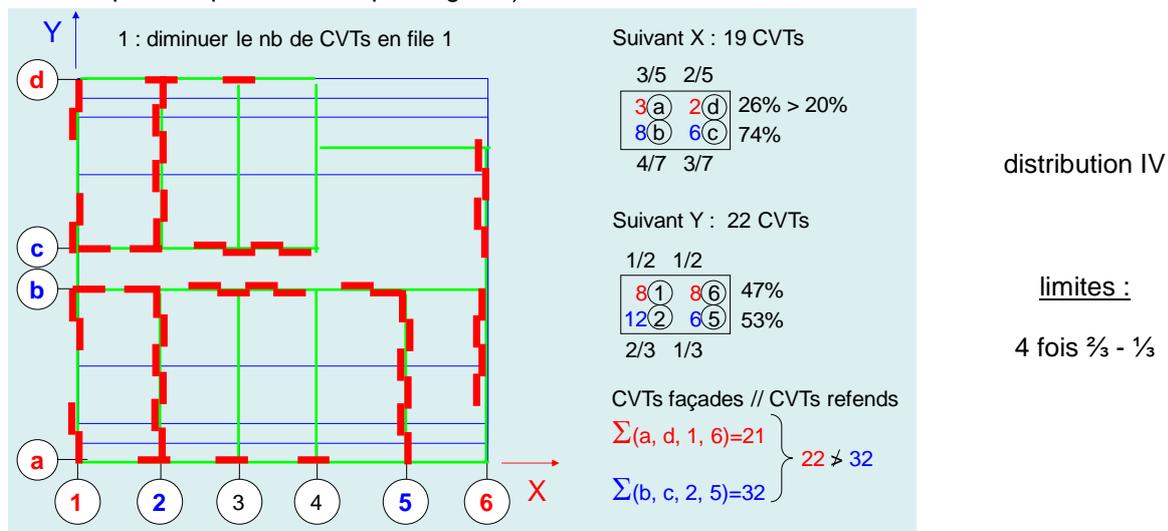


Figure 6-9 : Itération 1, exemple de distribution IV

2) La deuxième itération peut être de mener la même opération pour les contreventements des files 2 et 5, soit 3 contreventements élémentaires dans chacune de ces files de refends. On aboutit ainsi à 20 contreventements élémentaires dans la direction Y et une configuration suivant X de 20% en zone A et 80% en zone D, suivant Y de 70% en façade et 30% en zone BC. Cette configuration est couverte par le guide). La distribution est  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  pour les zones A et D suivant X et  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$  pour les zones A et BC suivant Y (figure 6-10), soit une valeur du coefficient d'incidence de torsion de 1,56 (distribution III). Le gain sur l'effort sismique à prendre en compte est de 1%, tout en diminuant le nombre de contreventements élémentaire de 37 à 20).

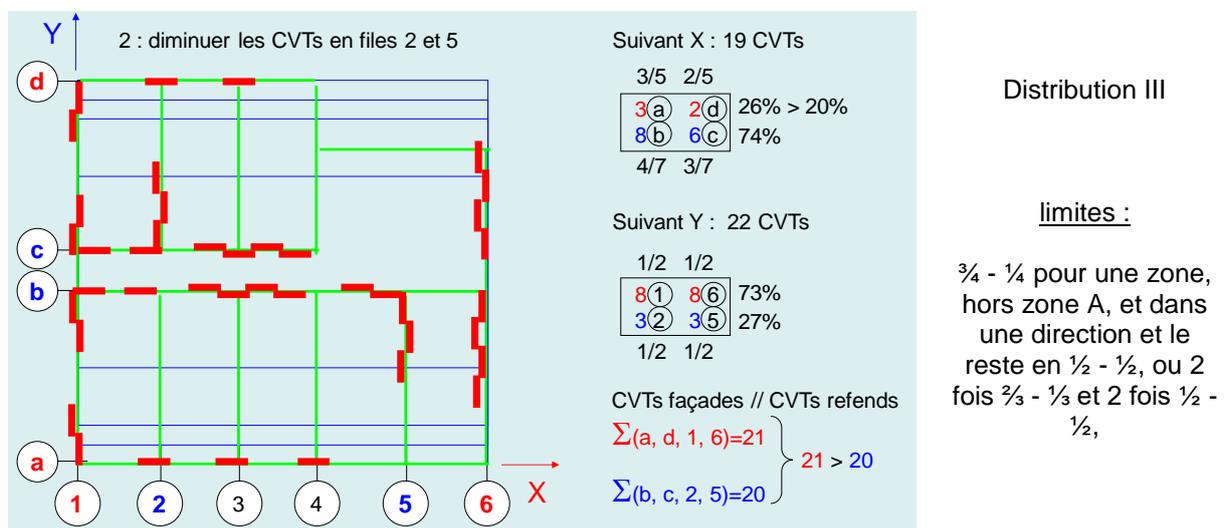


Figure 6-10 : Itération 2, exemple de distribution III

3) Une troisième itération (complémentaire) est de chercher à placer un contreventement supplémentaire en file d suivant X (réduire une des 3 ouvertures de la façade ou réduire la longueur de la terrasse). On passe ainsi en distribution II avec une incidence torsion de 1,43 (figure 6-11). Le gain sur l'effort sismique est cette fois-ci de 10% pour 20 panneaux de contreventement suivant X et 20 panneaux de contreventement suivant Y.

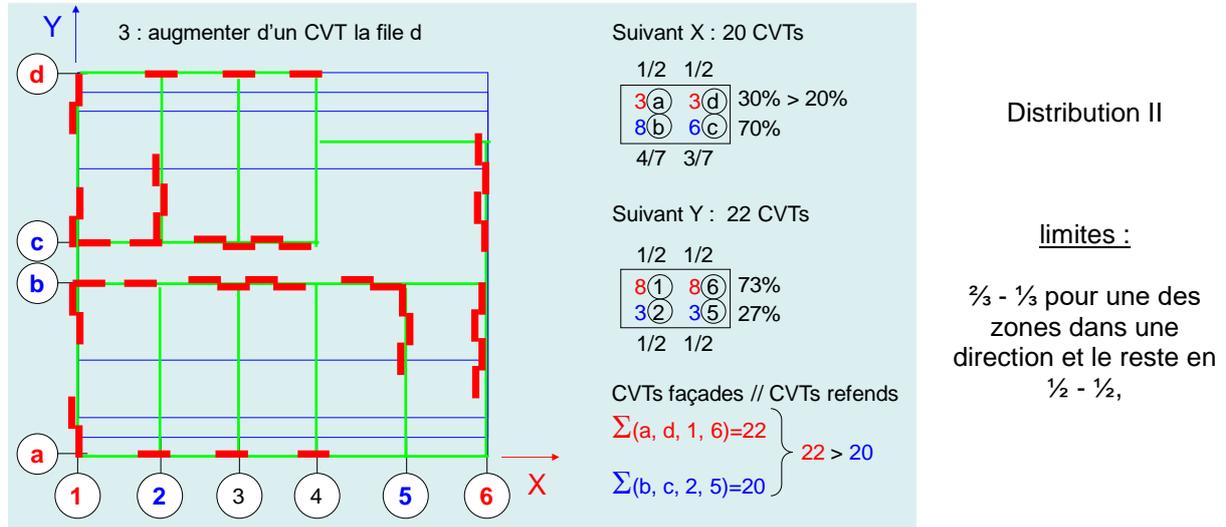


Figure 6-11 : Itération 3, exemple de distribution II

4) Dernière itération pour cet exemple, également complémentaire, consiste à trouver une solution pour ajouter un contreventement élémentaire en file c, en supprimer un en file b. On obtient ainsi 20 contreventements élémentaires suivant X, 20 suivant Y avec, pour une configuration suivant X de 30% en façades (zone A) et 70% en zone D avec une distribution symétrique I et suivant Y, 70% des contreventements en zone A et 30% en zone BC, avec une distribution symétrique I. Le coefficient d'incidence torsion est alors de 1,15 (figure 6-12), soit un gain total d'effort sismique de 27%.

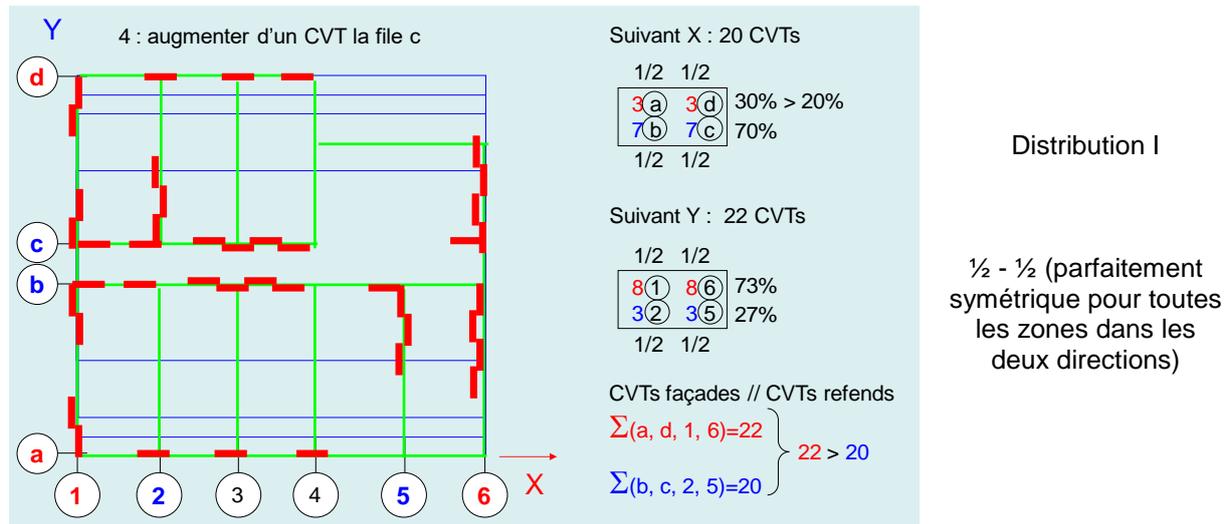


Figure 6-12 : Itération 4, exemple de distribution I

**Remarque 6-4 :** une distribution symétrique des contreventements, favorisant leur implantation en périphérie est à privilégier pour l'obtention d'un comportement sismique satisfaisant et optimisé. Les configurations faisant apparaître des incidences de torsion élevées peuvent conduire à des dimensionnements incompatibles avec les contraintes architecturales.

### 6.3 Masse des éléments structuraux et non structuraux

Les masses des éléments structuraux se composent de la masse :

- des murs extérieurs,
- des murs de refend,
- des planchers,
- de la toiture.

La masse mise en mouvement en situation sismique intègre également :

- la masse des cloisons,
- la partie permanente des charges d'exploitation.

Les paragraphes suivants définissent la composition et la masse affectée à chacune de ces parties d'ouvrage.

#### 6.3.1 Murs extérieurs

Composition murs extérieurs : Bardage bois 13 mm  
OSB 13 mm  
Isolation 120 mm  
Ossature 147 mm × 47 mm  
Plaque de plâtre BA 15 mm

RdC : ( H = 3,20 m )

$$650 \times 0,013 \times 3,2+650 \times 0,013 \times 3,2+2500 \times 0,015 \times 3,2+500 \times 0,047 \times 0,147 \times (3,2 \times 2,5+3 \times 1)$$

**murs extérieurs RdC : 220kg/ml/étage**

étage : (H = 2,75 m)

$$650 \times 0,013 \times 2,75+650 \times 0,013 \times 2,75+2500 \times 0,015 \times 2,75+500 \times 0,047 \times 0,147 \times (2,75 \times 2,5+3 \times 1)$$

**murs extérieurs étage : 190kg/ml/étage**

#### 6.3.2 Murs de refend ou contreventements intérieurs

Composition murs intérieurs : OSB 13 mm  
Ossature 147 mm × 47 mm  
Plaque de plâtre BA 15 mm

RdC :

**murs de refend RdC : 190 kg/ml**

étage :

**murs de refend étage : 170 kg/ml/étage**

#### 6.3.3 Toiture

Tuiles	60 kg/m <sup>2</sup>
Isolation	20 kg/m <sup>2</sup>
Plafond	10 kg/m <sup>2</sup>
Charpente	<u>35 kg/m<sup>2</sup></u>

**toiture tuiles = 125 kg/m<sup>2</sup>**

#### 6.3.4 Toiture terrasse

Panneau 110 mm	55 kg/m
Isolation, étanchéité et protection	105 kg/m <sup>2</sup>
Plafond 1 BA13	<u>10 kg/m<sup>2</sup></u>

**toiture terrasse = 170 kg/m<sup>2</sup>**

### 6.3.5 Plancher-dalle massive

Panneau 110 mm	55 kg/m <sup>2</sup>
Cloison légère < 100 daN/ml	50 kg/m <sup>2</sup>
Revêtement de sol (lino+aquaplane)	45 kg/m <sup>2</sup>
Plafond 2 BA13 + rail	20 kg/m <sup>2</sup>
Total permanent <b>170 kg/m<sup>2</sup></b>	

Charges d'exploitation: 150 daN/m<sup>2</sup>

Charges d'exploitation circulation: 250 daN/m<sup>2</sup>

La surface de circulation est considérée représenter 5% de la surface de plancher

Comme explicité en paragraphe 4.1.3.2, les masses à prendre en compte pour une situation sismique sont les suivantes :

usage	masse pour situation sismique (kg/m <sup>2</sup> )
Habitation ou résidentiel	37
bureaux	87

**Tableau 6-18** : valeur permanente pour les effets sismiques de la masse associée aux charges d'exploitation

Plancher habitation avec 5% de circulations : **210 kg/m<sup>2</sup>**

Plancher bureaux avec 5% de circulations et 5% d'archives : **260 kg/m<sup>2</sup>**

## 6.4 Constitution et résistance sismique d'un contreventement élémentaire par voile travaillant

### 6.4.1 Bois massif

La qualité mécanique des bois utilisés doit être équivalente à la qualité des bois employés en charpente ; c'est-à-dire similaire à celle des bois classés visuellement à 12 % d'humidité ST II (ou C 24) selon la norme NF B 52 001.

**Remarque 6-5** : Pour information, la masse volumique moyenne des bois résineux se situe entre 380 et 460 kg/m<sup>3</sup>.

Les valeurs des contraintes caractéristiques et des modules moyens d'élasticité par classe de résistance sont indiqués dans la norme NF EN 338 leur module d'élasticité longitudinal moyen est voisin de 10 000 MPa.

### 6.4.2 Panneaux

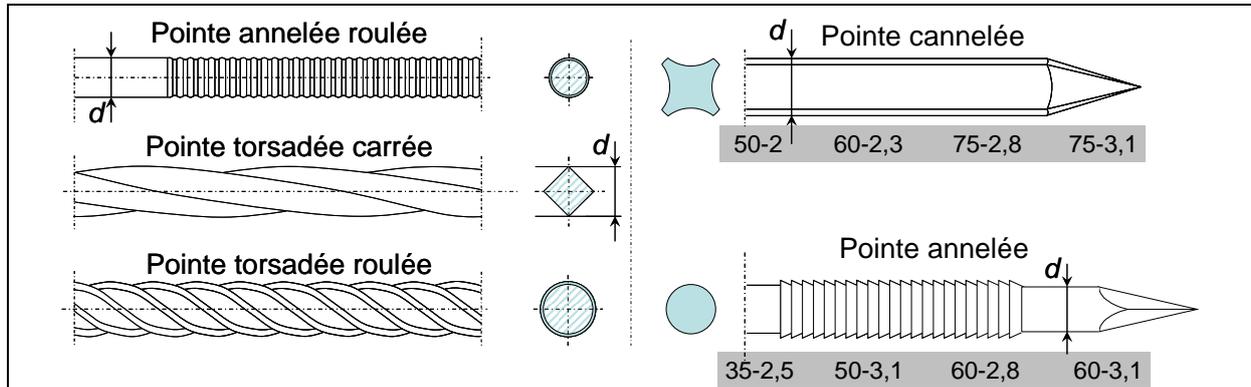
Les panneaux utilisés dans la composition des murs, des planchers, des diaphragmes doivent être des panneaux de contreplaqué, ou des panneaux de particules ou encore des panneaux "OSB" (grandes lamelles orientées). Le paragraphe 8.3 de la norme NF EN 1998-1 [6-1] prescrit les caractéristiques minimales de ces panneaux en termes de dimensions et de masse volumique lorsque le comportement dissipatif de la structure est pris en compte dans le dimensionnement.

Il s'agit :

- d'une épaisseur minimale de 9 mm pour les panneaux de contreplaqué et de 13 mm pour les panneaux de particules,
- de la masse volumique minimale limitée à 650 kg/m<sup>3</sup> pour les panneaux de particules.

### 6.4.3 Pointes

Les pointes considérées dans la liaison entre les voiles travaillant (panneaux à base de bois) et l'ossature en bois massif sont des pointes cannelées ou annelées de diamètre 2,8 mm et de longueur 60 mm (cf. figure 6-13). Elles sont réalisées avec un acier de limite plastique :  $f_u=600$  MPa, cf. clause 6.1.2 de la NF EN 14 592. L'espacement des clous sur la périphérie des panneaux de contreventement,  $s$ , est calé à la borne minimale de 7,5 cm.



**Figure 6-13** : Illustration des pointes recommandées pour la fixation des voiles travaillant sur l'ossature en bois (longueur-diamètre en mm)

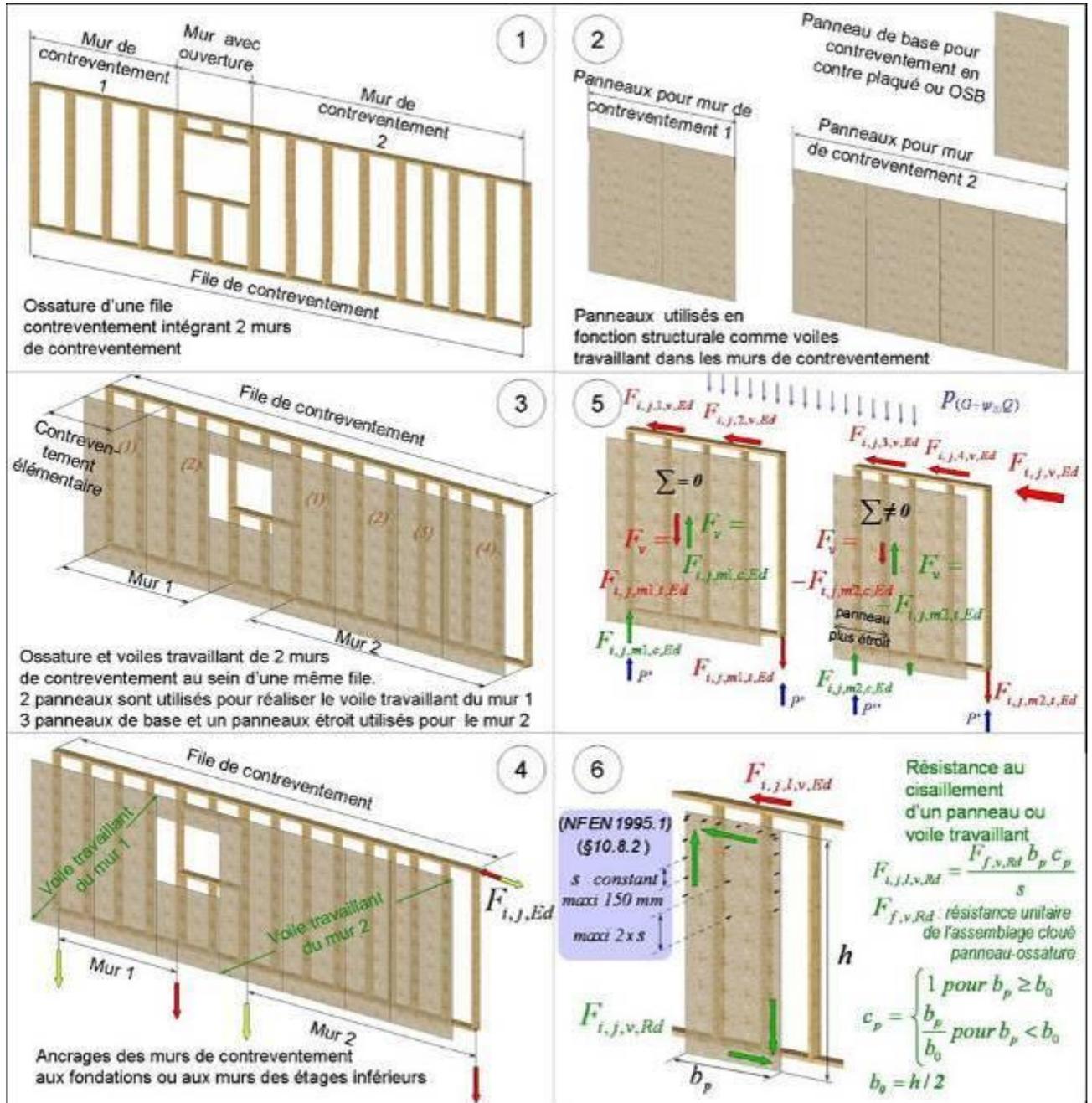
#### 6.4.4 Murs à ossature bois

Les files de contreventement sont constituées d'un ou plusieurs murs de contreventement en ossature bois. Ces murs sont composés de montants et de traverses en bois massif et de panneaux dérivés du bois (contreplaqué ou panneau de particules) cloués ou vissés sur les montants et traverses. La partie de mur limitée à une largeur de panneau est appelée contreventement élémentaire ou panneau de contreventement élémentaire. Un contreventement élémentaire est donc constitué de :

- 3 montants,
- 2 traverses,
- 1 panneau à base de bois, appelé également voile travaillant.

**Remarque 6-6** : La stabilité générale d'un ouvrage à ossature bois est conduite en partant du principe que l'on peut stabiliser les panneaux dans leurs plans, alors que perpendiculairement à ce plan, ils sont articulés en pied et en tête. Ce principe nécessite une liaison par encastrement effectif en pied de mur (reprise d'effort tranchant et de moment fléchissant). En tête, les liaisons doivent être capables de transmettre correctement les efforts apportés par les diaphragmes.

Les files de contreventement comportent, en général, des murs de contreventement, et des éléments de remplissage ne participant pas au contreventement. La figure 6-14 détaille la composition des files, des murs et de panneaux élémentaires de contreventement. Cette figure présente également le principe d'ancrage des murs de contreventement et la méthode de calcul de résistance d'un panneau élémentaire de contreventement.



**Figure 6-14 :** Composition d'une file, d'un mur et d'un panneau élémentaire de contreventement - ancrage de murs et résistance au cisaillement de panneaux élémentaires

Principe de fonctionnement :

- Dans ce guide, seuls les murs de largeur supérieure ou égale à 1,10 m et sans ouvertures participent au contreventement.
- La résistance d'un mur et sa rigidité sont égales respectivement à la somme des résistances et rigidité des contreventements élémentaires.
- L'effort vertical d'ancrage de montants d'extrémité engendré par un mur de contreventement travaillant à sa valeur de résistance est indépendant du nombre de contreventements élémentaires composants ce mur. La résistance de ces ancrages doit être supérieure à celle des murs.
- Chaque panneau élémentaire de contreventement reprend un effort normal de compression minimal correspondant à une bande de plancher ou de toiture de 1,00 m de large pour chaque niveau, cf. tableau 6-9.
- Chaque panneau élémentaire de contreventement reprend un effort normal de compression maximal correspondant à deux demi-portées de plancher ou de toiture de 5 m pour chaque niveau, cf. tableau 6-9.
- Il convient de vérifier :

- 1 la résistance du voile de contreventement lui-même,  $F_{i,j,l,v,Rd}$ , vis-à-vis de l'effort horizontal qu'il reprend en tête :  $F_{i,j,l,v,Ed}$  ( $i$  est l'indice d'étage,  $j$  est l'indice de file de contreventement et  $l$  est l'indice panneau élémentaire de contreventement),
- 2 la résistance au flambement des montants,
- 3 (la résistance en compression des montants en pied de poteau),
- 4 la résistance des traverses basses en compression localisée,
- 5 la résistance au flambement des traverses entre montants,
- 6 la résistance de l'ancrage de la traverse basse sur son support vis-à-vis de l'effort tranchant résistant de calcul
- 7 la résistance de l'ancrage des montants d'extrémité du mur vis-à-vis de l'effort engendré par le moment créé par la répartition verticale de l'effort sismique normé par la résistance du contreventement du rez-de-chaussée.

	Effort normal de compression au rez-de-chaussée par mètre linéaire de contreventement (daN/ml)			
	habitation		bureaux	
	maximum	minimum	maximum	minimum
RdC	935	295	935	295
R+1	2400	720	2650	770
R+2	3815	1115	4315	1215

**Tableau 6-9** : Enveloppe des efforts gravitaires considérés dans le domaine couvert par le guide

#### 6.4.5 Résistance d'un panneau élémentaire de contreventement (zone de dissipation)

Selon la norme NF EN 1995-1-1 [6-3], la résistance limite d'un panneau de contreventement est calculée de la façon suivante :

$$F_{i,j,l,v,Rd} = \frac{F_{f,v,Rd} \cdot b_l \cdot c_l}{S}$$

où :

$F_{f,v,Rd}$  est la valeur de calcul de la capacité latérale d'un organe d'assemblage isolé,

$b_l$  est la largeur du panneau considéré (ici 1,10 m),

$S$  est l'espacement entre organe d'assemblage,

$$c_l = \begin{cases} 1 & \text{pour } b_l \geq b_0 \\ \frac{b_l}{b_0} & \text{pour } b_l < b_0 \end{cases}$$

où :

$$b_0 = h/2$$

$h$  est la hauteur du mur.

Les panneaux à base de bois (voiles travaillant) sont assemblés par pointes travaillant en simple cisaillement, la valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,2,k} t_2 d \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad [2.2]$$

Où :

- $F_{v,Rk}$  est la valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement et par organe ;
- $f_{h,1,k}$  est la valeur caractéristique de la portance locale de panneau OSB ; avec les pointes dont les têtes ont un diamètre au minimum égal à  $2d$  :

$$f_{h,1,k} = 65d^{-0,7} t^{0,1} = 65 \times 2,8^{-0,7} \times 13^{0,1} = 40,86 N/mm^2$$

- $f_{h,2,k}$  est la valeur caractéristique de la portance locale de montant ou de lisse sans perçage :

$$f_{h,2,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} = 0,082 \cdot 350 \cdot 2,8^{-0,3} = 21,1 N/mm^2$$

- $t_1$  est l'épaisseur de panneau OSB ;  $t_1 = 13 \text{ mm}$
- $t_2$  est la longueur d'enfoncement du clou dans le montant ou la lisse :

$$t_2 = 60 - 13 = 47 \text{ mm}$$

- $d$  est le diamètre de l'organe :  $d = 2,8 \text{ mm}$
- $M_{y,Rk}$  est la valeur caractéristique du moment d'écoulement :

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_u d^{2,6} = 0,3 \times 600 \times 2,8^{2,6} = 2617,48 Nmm \text{ (pour pointe de section circulaire)}$$

- $\beta$  est un rapport entre les portances locales des éléments ;

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{21,1}{40,9} = 0,40$$

- $F_{ax,Rk}$  est la valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement axial de l'organe. Pour les pointes non lisses elle est définie comme suit :

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \\ f_{head,k} \cdot d_h^2 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} \quad \text{la valeur caractéristique de la résistance à} \\ \quad \quad \quad \text{l'arrachement du coté de la pointe} \\ f_{head,k} \quad \text{la valeur caractéristique de la résistance à} \\ \quad \quad \quad \text{l'enfoncement du coté de la tête} \end{array} \right.$$

$f_{ax,k}$  et  $f_{head,k}$  sont à déterminer par essais. Pour ce guide, les valeurs préconisées pour les pointes lisses ont été retenues :  $f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$   $f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$ .

L'effet de corde est limité au minimum du quart de  $F_{ax,Rd}$  et un pourcentage du premier terme des trois dernières expressions de la formule 2.2. Ce pourcentage varie en fonction de la forme de la section

de pointe, 15% pour les pointes à section circulaire, 25% pour les pointes à section carrée. Pour les configurations envisagées dans ce guide, ce sont ces pourcentages qui limitent cet effet de corde. .

On obtient ainsi la valeur caractéristique de la capacité résistante par organe :

$$F_{v,RK} = 62 \text{ daN sans effet de corde et } F_{v,RK} = 69 \text{ daN avec effet de corde}$$

La valeur de calcul de la résistance d'un organe d'assemblage isolé est calculée comme suit :

$$F_{v,Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M}$$

Où :

$\gamma_M$  est le coefficient partiel pour une propriété matérielle ; (en situation sismique, pour les structures DCM,  $\gamma_M = 1,0$ )

$k_{\text{mod}}$  est un facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité

classe de service 1 :  $k_{\text{mod}} = 1,1$

classe de service 2 :  $k_{\text{mod}} = 0,9$

On obtient pour la classe de service 1 :

$$F_{v,Rd} = 68 \text{ daN sans effet de corde et } F_{v,Rd} = 76 \text{ daN avec effet de corde}$$

$$\text{pour la classe de service 2 : } F_{f,c2,Rd} = 0,9 \cdot \frac{82}{1,0} = 73,8 \text{ daN}$$

$$F_{v,RK} = 56 \text{ daN sans effet de corde et } F_{v,RK} = 62 \text{ daN avec effet de corde}$$

Pour un panneau élémentaire de contreventement, la résistance du voile de contreventement lui-même,  $F_{i,j,l,v,Rd}$ , vis-à-vis de l'effort horizontal qu'il reprend en tête est donc :

$$b_l = 1,10 \text{ m}$$

$$b_0 = 3,20/2 = 1,60 \text{ m au RdC} \quad \text{ou} \quad b_0 = 2,75/2 = 1,37 \text{ m pour les étages} \quad b_i < b_0$$

$$c_l = 1,1/1,6 = 0,69 \text{ m au RdC et} \quad c_l = 1,1/1,37 = 0,80 \text{ m pour les étages}$$

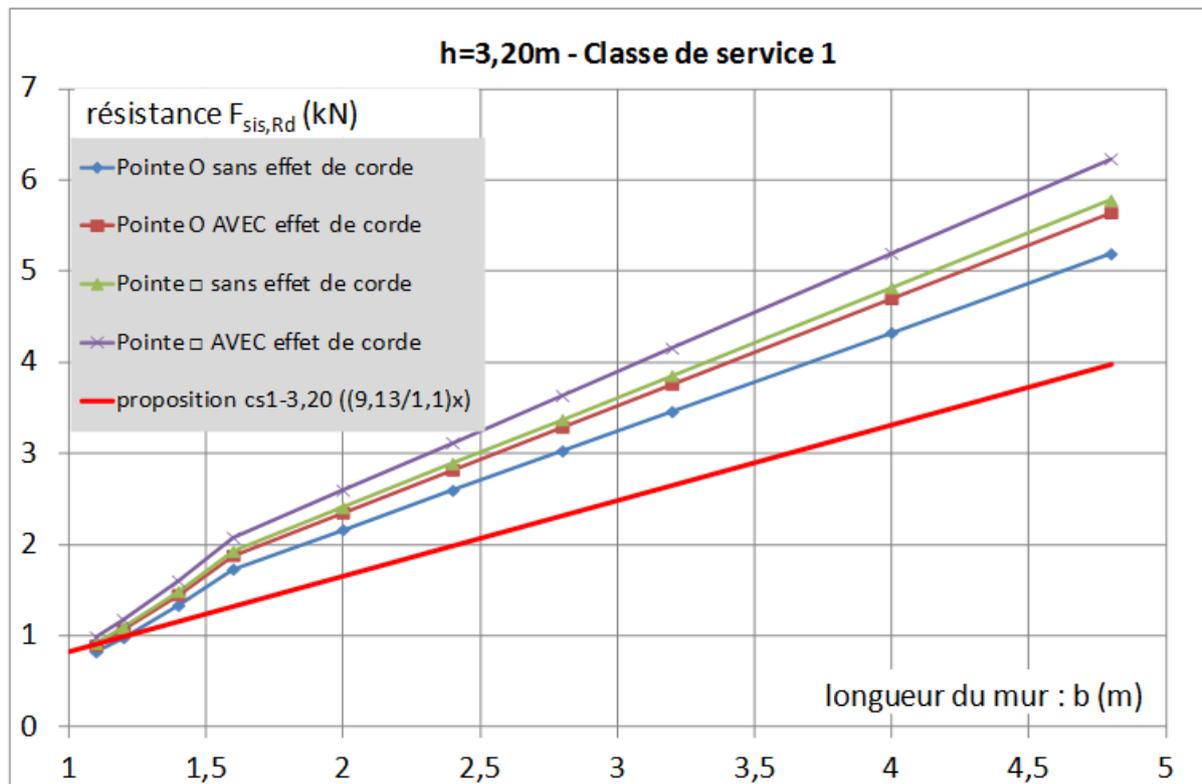
$$s = 7,5 \text{ cm}$$

La figure 6-15 présente l'évolution de la résistance d'un panneau de contreventement en fonction de sa longueur, de la forme de section droite des clous et de la prise ou non en compte de l'effet de corde. Cette figure présente également la loi linéaire traduisant la résistance des murs de contreventement. Afin de ne pas pénaliser exagérément la résistance de contrevents de longueur multiple de 1,10 m la loi linéaire n'est pas calée sur la valeur minimale de résistance dans la configuration la plus pénalisante. Sur cette figure 6-15, représentant la résistance d'un mur de 3,20 m de haut en classe de service 1 avec des clous implantés tous les 75 mm, la loi retenue est :

$$F_{\text{sis},Rd} = 9,13 \cdot b \quad \text{avec } F_{\text{sis},Rd} \text{ en kN et } b \text{ en m.}$$

Le tableau 6-10 reprend les valeurs de résistance pour les quatre configurations retenues dans ce guide, contreventement élémentaire de 1,10 m de large, de hauteur égale à 3,20 m ou 2,80 m en classe de service 1 ou 2. Ces valeurs ont donc été calculées pour une longueur minimale de 1,10 m ; pour une longueur de 2,20 m, il suffit de multiplier la résistance de 1,10 par 2 ; pour une longueur  $l$ , la résistance est obtenue en divisant par 1,10 et en multipliant par  $l$  la résistance initiale, cf. 9.2.4.2 et 9.2.4.3 de la NF EN 1995-1.1.

Cependant, pour une utilisation plus simple par choix de valeurs tabulées, dans le corps du texte de ce guide on ne retient pour les murs de contreventement que des multiples entiers de contreventements élémentaires de 1,10 m de largeur.



**Figure 6-15** : Résistance d'un mur de contreventement en fonction de sa longueur et de la nature des clous utilisés pour fixer le voile travaillant (cf. définition des caractéristiques § 6-4-5)

	$F_{sis,Rd}$ (kN)	
	classe de service 1	classe de service 2
panneau élémentaire de RdC	9,13	7,47
panneau élémentaire d'étage	10,58	8,66

**Tableau 6-10** : Résistance d'un contreventement élémentaire de 1,10m de longueur en fonction de la classe de service de la structure du bâtiment

#### 6.4.6 Résistance des ancrages pour le contreventement

L'élément assurant la dissipation d'énergie dans la fonction de contreventement par panneaux à voiles travaillant est la liaison du voile travaillant avec l'ossature en bois. Les ancrages doivent donc être dimensionnés de telle sorte qu'ils n'atteignent pas leur limite de fonctionnement rigide avant l'atteinte du fusible plastique de la liaison voile-ossature. La NF EN 1998-1 [6-1] propose des dimensionnements dits « en capacité » et définit des coefficients de sur-résistance. Le paragraphe 4.4.2.6 (2) rappelle que le coefficient de sur-résistance pour le système de fondation ne peut conduire à un effort supérieur à celui calculé pour un comportement purement élastique. Dans le paragraphe 4.4.2.6 (3), la NF EN 1998-1 stipule qu'il n'est pas nécessaire d'appliquer de coefficient de sur-résistance pour une structure de classe de ductilité faible (DCL). Pour les diaphragmes horizontaux le paragraphe 4.4.2.5(3) dans sa note recommande une valeur de 1,3 pour les risques de rupture fragile et 1,1 pour les ruptures non-fragiles.

Le paragraphe 4.4.2.6(4) introduit également le coefficient de chargement réel, dans notre cas : rapport entre la résistance du contreventement et sa sollicitation réelle. Ce coefficient disparaît si on détermine l'exigence d'ancrage directement par rapport à la résistance du contreventement. Pour éviter une ruine fragile de l'ancrage, il reste donc à appliquer un coefficient de sur-résistance, de 1,3 pour l'ancrage de reprise du moment et de 1,1 pour l'ancrage de reprise de l'effort tranchant [6-3].

Remarque 6-7 : Il faut absolument s'assurer que la conception de l'ancrage ne soit pas le maillon faible de par son comportement potentiellement fragile. De l'évaluation de cette résistance dépend l'efficacité des zones dissipatives et la résistance d'ensemble de l'ouvrage en situation sismique

L'effort d'ancrage en traction à valider est calculé de la façon suivante :

$$F_{anc,Rd} = 1,3 \cdot F_{sis,Rd} \cdot \frac{h}{b} - \frac{b}{2} \cdot N$$

Avec  $b$ , la largeur du panneau de contreventement et  $N$ , l'effort normal minimal indiqué dans le tableau 6-9, soit 295 daN/ml et donc pour un panneau de 1,1 m :

$$F_{anc,Rd} = 1,18 \cdot F_{sis,Rd} \cdot h - 0,163 \quad \text{avec } F \text{ en kN et } h \text{ en m.}$$

Pour les configurations présentées en tableau 6-10, on obtient les efforts d'ancrage présentés en première ligne du tableau 6-11, soit : 34,4 ou 34,2 kN pour des panneaux de contreventement en classe de service 1 et 28,1 ou 28 kN pour la classe de service 2. Pour les configurations à étage(s), un calcul du même type conduit aux valeurs indiquées pour les lignes R+1 et R°2 du tableau 6-11. La résistance étant proportionnelle à la longueur du mur de contreventement et le rapport  $h/b$  inversement proportionnel à cette longueur, la valeur de  $F_{anc,Rd}$  est la même quelque soit la longueur du mur de contreventement. Pour l'application de ce guide la longueur maximale entre ancrage de reprise de moment est limitée à 4,80 m (cf. figure 6-18). Les efforts  $F_{anc,Rd}$  et  $F_{V,Rd}$  peuvent assurer par des systèmes distincts comme l'illustre la figure 6-16, ou par un même système, quand c'est possible, comme le suggère la figure 6-17. La valeur de l'effort  $F_{V,Rd}$  qui doit être repris par unité de contreventement de 1,10 m est donnée dans la partie droite du tableau 6-11. Cet effort est le même quelque soit le nombre d'étage.

		$F_{anc,Rd}$ (kN)		$F_{V,Rd}$ (kN)		
		classe de service 1	classe de service 2	cl. de service 1	cl. de service 2	
simple RdC	Rdc, h=3,20 m	34,4	28,1	10,0	8,2	Rdc, h=3,20 m
	Rdc, h 2,75 m	34,2	28,0			11,6
R+1	Rdc, h=3,20 m	60,9	49,9			
	Rdc, h 2,75 m	57,1	46,7			
R+2	Rdc, h=3,20 m	84,8	69,4			
	Rdc, h 2,75 m	103,0	65,5			

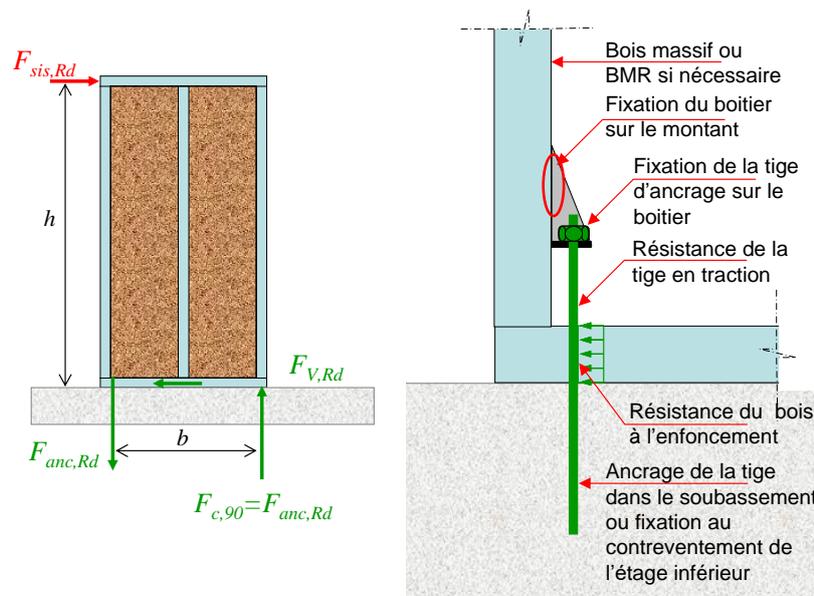
**Tableau 6-11** : Efforts d'ancrage à reprendre en fonction de la configuration et de la classe de service de la structure du bâtiment pour des panneaux de contreventement de 1,10 m



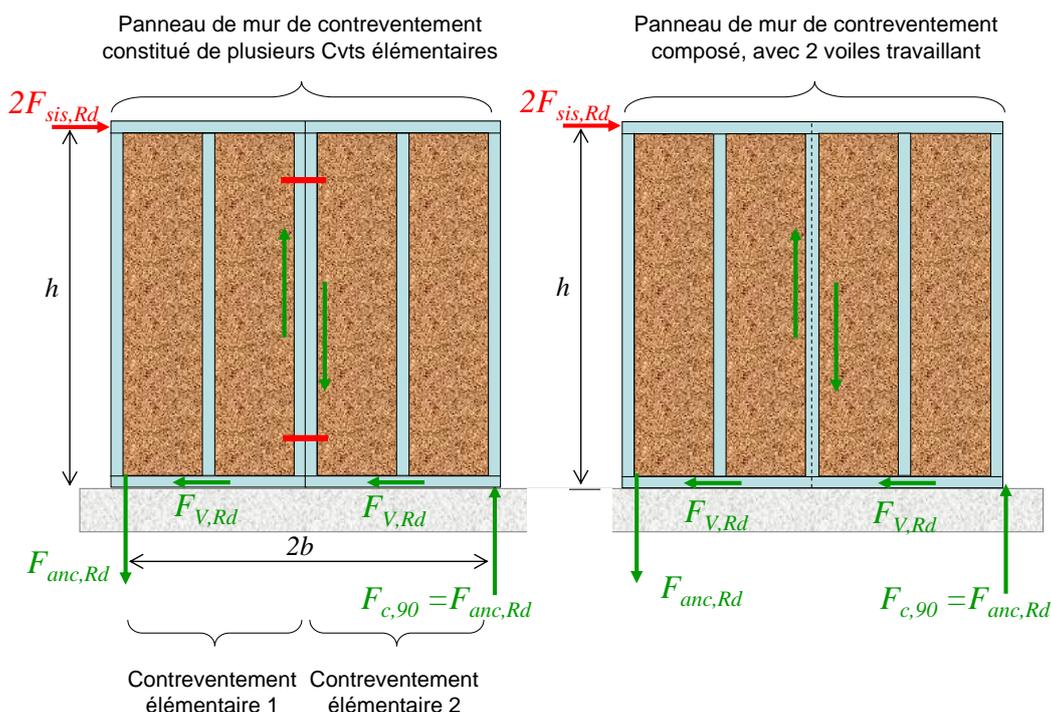
Système pour reprise  
de  $F_{anc,Rd}$

Système pour reprise  
de  $F_{V,Rd}$

**Figure 6-16** : Exemple d'ancrage vis-à-vis du soulèvement et vis-à-vis de l'effort tranchant



**Figure 6-17** : Schéma de fonctionnement faisant ressortir les efforts à reprendre et les vérifications à mener : ancrage boîtier de tige sur le montant, résistance à l'enfoncement du bois de la traverse basse pour la reprise de l'effort tranchant, ancrage de la tige dans le soubassement ou vers l'étage inférieur



**Figure 6-18** : Ancrage de panneaux de contreventement multiples, contreventements élémentaires assemblés mécaniquement et ossature avec deux voiles travaillant

#### 6.4.7 Résistance complémentaires à vérifier

Ces vérifications visent à s'assurer que la ductilité apportée par le clouage ou le vissage du panneau sur l'ossature est effectivement mobilisable. Ces résistances complémentaires sont :

- la résistance au flambement hors plan des montants. Le flambement dans le plan du panneau de contreventement n'est pas à considérer si l'épaisseur du voile contreventant est supérieure au centième de la largeur libre du voile ( $> 6\text{mm}$ ),
- la résistance en compression perpendiculaire de la traverse basse sous le montant le plus comprimé.

**Résistance au flambement des montants (EN1995-1.1§6.3.2) :**

Ossature 147 mm × 47 mm – C24

$$I_y = 1244 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 \quad A = 69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad i = 4,24 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$L = 3,20/4,24 \cdot 10^{-2} = 75,4$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{75,4}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,28$$

$$\beta = 0,2 \quad k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \pi^2_{rel,y}) = 1,415$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0,56$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{1,1 \cdot 21}{1} = 23,1 \text{ MPa}$$

$$N_{b,Rd} = 147 \cdot 47 \cdot 10^{-6} \cdot 0,56 \cdot 23,1 \cdot 10^6 = 89 \text{ kN}$$

La valeur de 89 kN correspond à la résistance au flambement d'un montant de rez-de-chaussée de 3,20 m de haut en classe de service 1 ou 2. Cette résistance doit être comparée à la sollicitation maximale :

$$F_b = 2 \cdot F_{sis,Rd} \cdot \frac{h}{b} + \frac{b}{2} \cdot N$$

avec les valeurs maximales de N (refends de bureaux R+2 au rdC) soit :

$$2 \times 10,58 \times 3,20/1,1 + (1,1/2) \times 43,15 \text{ kN} = 85,3 \text{ kN}$$

Remarque 6-8 : Cette vérification est basée sur une hypothèse d'équirépartition des efforts linéiques sur les murs de façades et de refends. Dans le cas d'effort concentrés, il convient de mettre en œuvre des renforts au sein de l'ossature en bois.

**Résistance en compression perpendiculaire de la lisse base sous le montant le plus chargé**

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$$k_{c,90} = 1,5 \text{ (bois massif, NF EN1995-1.1/NA [6-4])}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{1,1 \cdot 2,5}{1} = 2,75$$

$$N \leq A \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 147 \cdot 47 \cdot 1,5 \cdot 2,75 = 28,5 \text{ kN}$$

Il convient de comparer cette résistance à l'effort normal sollicitant majoré par un coefficient de sur-résistance. Ce scénario de rupture n'étant pas fragile, les efforts sont majorés de 10%. Par exemple, pour un simple rez-de-chaussée, on obtient :

$$N_{mont.} = 1,1 \cdot F_{sis,Rd} \cdot \frac{h}{b} + \frac{b}{2} \cdot N_{sis}$$

$$1,1 \times 9,13 \times 3,20/1,1 + (1,1/2) \times 9,35 \text{ kN} = 34,4 \text{ kN}$$

(9,13 : cf. tableau 6-10 – 9,35 : cf. tableau 6-9).

Ces efforts de compression dans les montants sont déduits d'un modèle avec diagonale équivalente. Dans le cas de voiles travaillant, l'effort réel de compression dans les montants serait à diviser sensiblement par 2.

A titre d'illustration, pour des lisses et montants en C24, c'est-à-dire pour des bois français classé visuellement en STII (norme NF B 52 001), on obtient les valeurs suivantes :

$$\text{Montants } 74 \times 147 : \quad N_{Ed} \leq A \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 147 \cdot 74 \cdot 1,5 \cdot 2,75 = 45 \text{ kN}$$

$$\text{Montants } 62 \times 172 : \quad N_{Ed} \leq A \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 172 \cdot 62 \cdot 1,5 \cdot 2,75 = 44 \text{ kN}$$

## 6.5 Constitution et résistance sismique d'un contreventement par palée de stabilité

### 6.5.1 Bois massif

La qualité mécanique des bois utilisés est à minima celle des bois classés visuellement à 12 % d'humidité ST II (ou C 24) selon la norme NF B 52 001. Les sections de bois utilisées peuvent être variées en fonction des approvisionnements et techniques de travail.

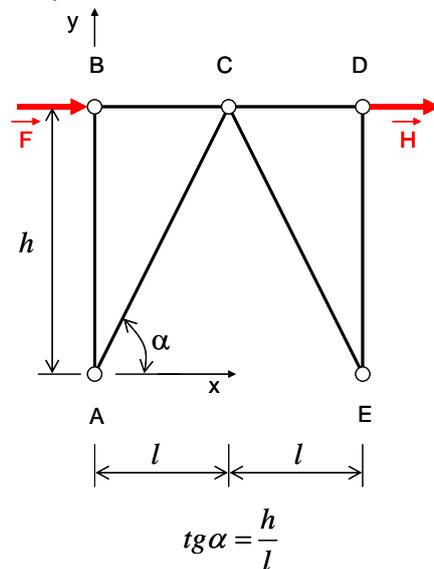
### 6.5.2 Assemblages

Là encore, les techniques peuvent être très diverses. Il n'en demeure pas moins que ce sont ces assemblages et notamment ceux des diagonales qui doivent présenter la ductilité nécessaire pour la justification de la casse de ductilité (DCM) et du coefficient de comportement de structure ( $q=2$ ). Ces assemblages doivent être dimensionnés de telle sorte que la ductilité soit localisée dans la plastification des boulons, broches, pointes, dans la plastification à l'enfoncement du bois. Les modes de rupture fragile sont à écarter par surdimensionnement des zones sujettes à ce type de rupture. Les dispositions constructives présentées dans le chapitre « ouvrages en bois » du guide AFPS « dispositions constructives parasismiques » [6-6] donne des principes de réalisation de tels assemblages. Les chapitres 6-1 et 8 de la NF EN 1995-1.1 [6-3] donnent les éléments pour vérifier ces assemblages.

### 6.5.3 Palées de stabilité

De nombreuses configurations peuvent être envisagées, largeur, formes de contreventement, V inversé, diagonale simple, K... Les figures 6-19 à 6-21 illustrent les configurations usuelles de palées de stabilité en bois. Elles rappellent également les valeurs des efforts normaux dans chacune de barres pour ces différentes configurations.

La masse des structures poteaux-poutres triangulées est considérée identique à celle des ossatures bois contreventées par voile travaillant.



Les signes varient en fonction du sens de sollicitation

Diagonales

$$N_{AC} = N_{CE} = \pm \frac{F + H}{2 \cos \alpha}$$

Poteaux

$$N_{AB} = N_{DE} = 0$$

traverses

$$N_{BC} = \pm F \quad N_{CD} = \pm H$$

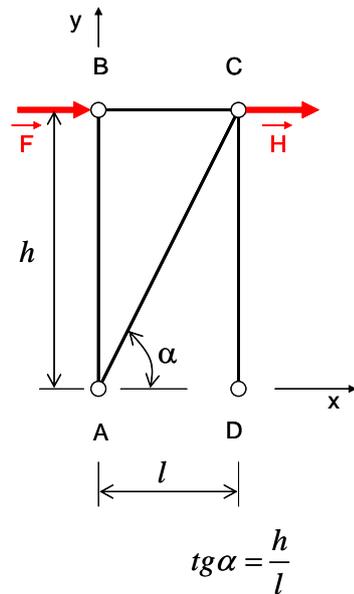
Réactions d'appuis verticales

$$Y_A = Y_E = \pm \frac{F + H}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Réactions d'appuis horizontales

$$X_A = X_E = \pm \frac{F + H}{2}$$

Figure 6-19 : Exemple de contreventement en V inversé



**Figure 6-20** : exemple de contreventement en simple diagonale

Les signes varient en fonction du sens de sollicitation

Diagonales

$$N_{AC} = \pm \frac{F + H}{\cos \alpha}$$

Poteaux

$$N_{AB} = 0 \quad N_{CD} = (F + H) \cdot tg \alpha$$

traverses

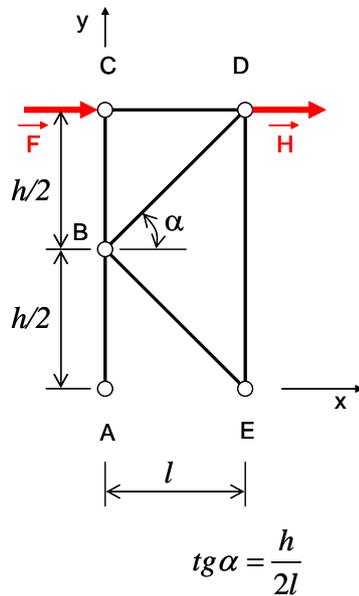
$$N_{BC} = \pm F$$

Réactions d'appuis verticales

$$Y_A = Y_E = \pm (F + H) \cdot tg \alpha$$

Réactions d'appuis horizontales

$$X_A = \pm (F + H)$$



**Figure 6-21** : Exemple de contreventement en K

Les signes varient en fonction du sens de sollicitation

Diagonales

$$N_{BD} = N_{BE} = \pm \frac{F + H}{\cos \alpha}$$

Poteaux

$$N_{BC} = 0 \quad N_{AB} = \pm 2(F + H) \cdot tg \alpha$$

$$N_{DE} = \pm (F + H) \cdot tg \alpha$$

traverses

$$N_{CD} = \pm F$$

Réactions d'appuis verticales

$$Y_A = Y_E = \pm 2(F + H) \cdot tg \alpha$$

Réactions d'appuis horizontales

$$X_E = \pm (F + H)$$

#### 6.5.4 Principe de dimensionnement parasismique pour des structures contreventées par triangulation

La diversité des configurations rend difficile et réducteur la tabulation des solutions. Dans le cadre de ce guide, Il est préférable d'utiliser les outils d'analyse présentés au paragraphe 6.2.1 de ce guide, analyse globale, prise en compte des types de distribution en symétrie. Il convient alors de calculer les palées de stabilité à mettre en œuvre dans les murs du bâtiment étudié. Le paragraphe 6.2.1 détaille les étapes de cette démarche.

## 6.6 Prescriptions pour la conception des bâtiments à ossature bois à voiles travaillant

Les planches qui suivent permettent de suivre le premier cheminement de dimensionnement. Elles rassemblent les informations essentielles correspondant à la définition du cas traité auquel les valeurs tabulées se rapportent. La partie supérieure de la planche est relative à ces données, la partie centrale présente les valeurs tabulées et la partie basse propose de reporter les différents paramètres et valeurs permettant d'obtenir le nombre de contreventements élémentaires nécessaire pour chaque niveau et dans chaque direction X et Y.

Pour l'exemple traité dans ce chapitre, l'emprise au sol est de 250 m<sup>2</sup> pour un R+1 le coefficient typologique masse totale est 0,438 : soit une masse totale en mouvement de 250x0,438=110 T.

Pour une implantation en zone de sismicité 4 (planche 6-5), sur un sol de classe A et une classe de service 1 pour le bois, en retenant une distribution symétrique des contreventements (distribution I) comme le propose la figure 6-10-4, on obtient un coefficient de nombre de contreventements élémentaires au rez-de-chaussée de 0,168.

Il est donc nécessaire de mettre en œuvre :

0,168x110=19 contreventements suivant X et 19 contreventements suivant Y. Cette exigence de contreventement pour résister à la situation sismique du projet est réalisable avec les contraintes architecturales du projet.

Rappel des critères de distribution en symétrie

La distribution en symétrie respecte l'un des critères suivants :

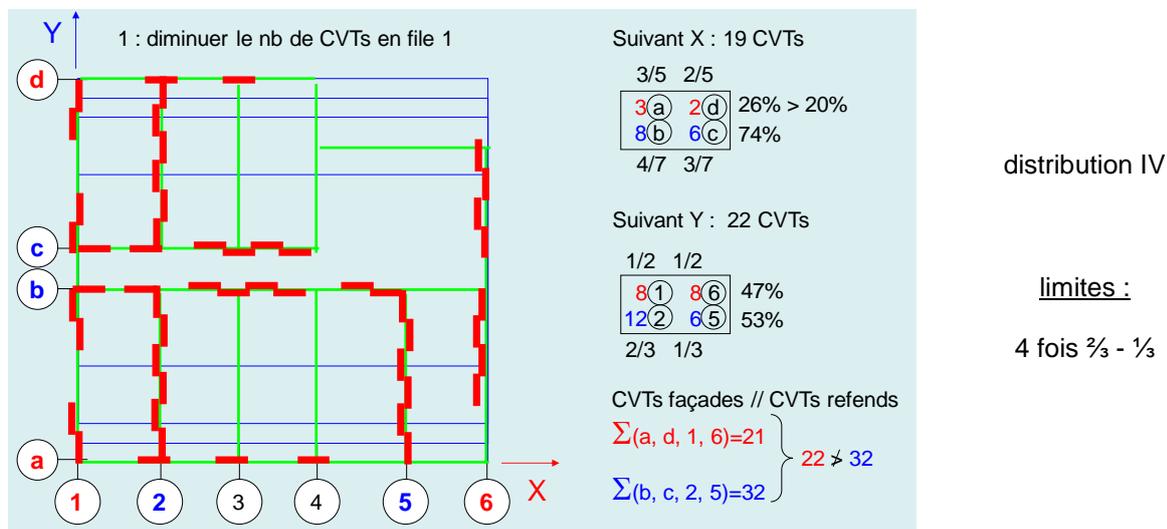
- distribution I :  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$  (parfaitement symétrique pour toutes les zones dans les deux directions)
- distribution II :  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$  pour une des zones dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$ ,
- distribution III :  $\frac{3}{4}$  -  $\frac{1}{4}$  pour une zone, hors zone A, et dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$ ,  
ou 2 fois  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$  et 2 fois  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$ ,
- distribution IV : 3 fois  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$  et 1 fois  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$  ou  
4 fois  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$

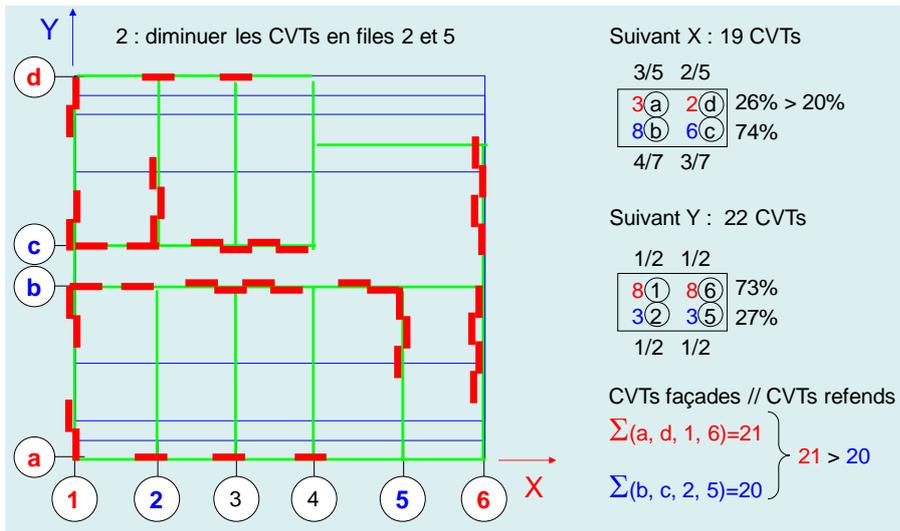
Les coefficients d'incidence de la torsion donnés dans le tableau 6-7 sont les suivant. Ils correspondent au maximum de l'incidence de la torsion pour l'ensemble des variations d'implantation des contreventements envisagés.

Longueur/largeur : L/l		distribution	distribution	distribution	distribution
min	Max	I	II	III	IV
1	2	1,15	1,43	1,56	1,58

**Rappel du tableau 6-7 : incidence torsion par distribution en symétrie**

Exemples de détermination du type de distribution en symétrie (rappel des figures 6-9 à 6-12)

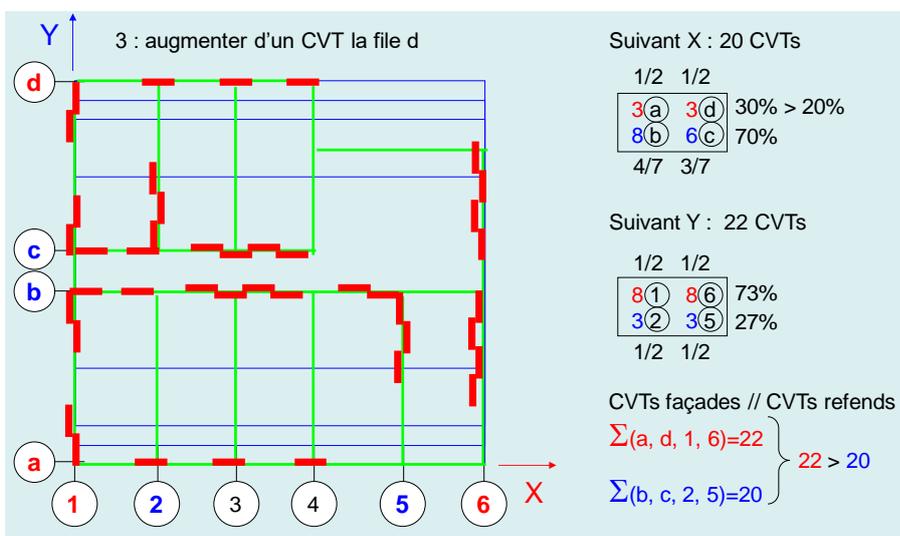




Distribution III

limites :

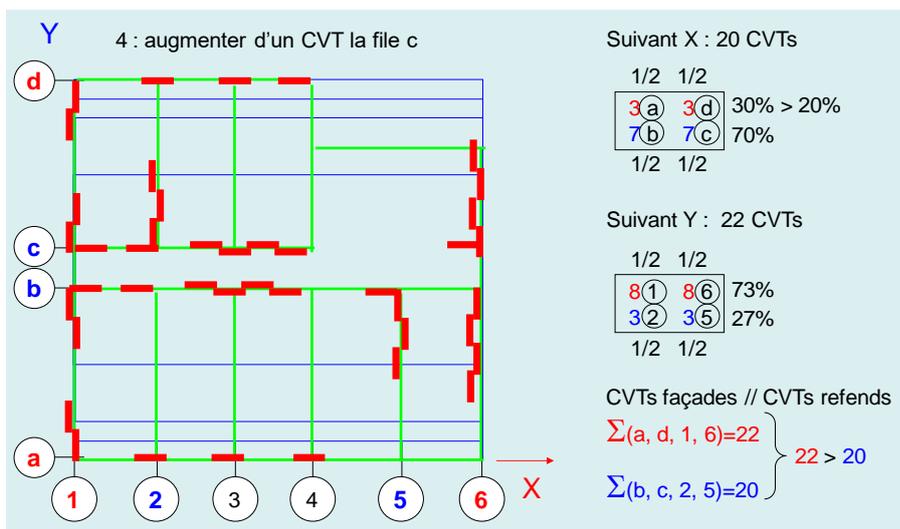
$\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  pour une zone, hors zone A, et dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ , ou 2 fois  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  et 2 fois  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ ,



Distribution II

limites :

$\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  pour une des zones dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ ,



Distribution I

$\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$  (parfaitement symétrique pour toutes les zones dans les deux directions)

**Remarque 6-2 :** une distribution symétrique des contreventements, favorisant leur implantation en périphérie est à privilégier pour l'obtention d'un comportement sismique satisfaisant et optimisé. Les configurations faisant apparaître des incidences de torsion élevées peuvent conduire à des dimensionnements incompatibles avec les contraintes architecturales.

# PLANCHES DE DIMENSIONNEMENT

# BATIMENTS D'HABITATION

---

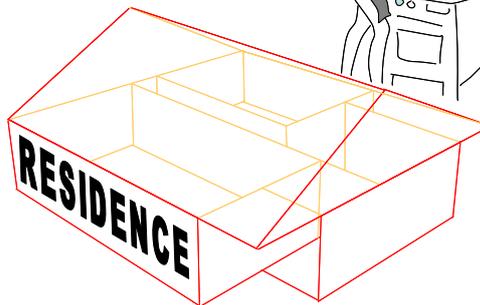
Planche 6-1

ZONE DE SISMICITE 3



RdC emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> ) Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,184	0,228
120	0,181	0,225
140	0,178	0,222
160	0,175	0,219
180	0,173	0,217
200	0,170	0,214
220	0,168	0,212
240	0,166	0,210
260	0,165	0,209
280	0,163	0,207
300	0,162	0,206
320	0,161	0,205
340	0,161	0,205
360	0,160	0,204

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment  
d'habitation  
R+0

H RdC= 3,20 m

niveau RdC		q=3	A				Z3 B				C			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	9,13		kN									
	Coef nb de contreventements		0,120	0,149	0,163	0,165	0,158	0,196	0,214	0,217	0,177	0,220	0,240	0,243
	classe de service 2	Fsis,Rd	7,47		kN									
	Coef nb de contreventements		0,147	0,182	0,199	0,201	0,193	0,240	0,262	0,265	0,216	0,269	0,293	0,297

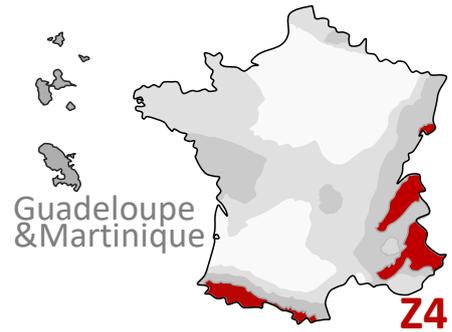
H RdC=2,75 m

niveau RdC		q=3	A				Z3 B				C			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	10,58		kN									
	Coef nb de contreventements		0,104	0,129	0,141	0,142	0,136	0,169	0,185	0,187	0,153	0,190	0,207	0,210
	classe de service 2	Fsis,Rd	8,66		kN									
	Coef nb de contreventements		0,127	0,157	0,172	0,174	0,166	0,207	0,226	0,229	0,186	0,232	0,253	0,256

RdC	zone de simicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	classe de sol	
x		coef	
coefTypo	T/m <sup>2</sup>	classe de service	
=	T	nombre de contreventements élémentaires	
	distribution		

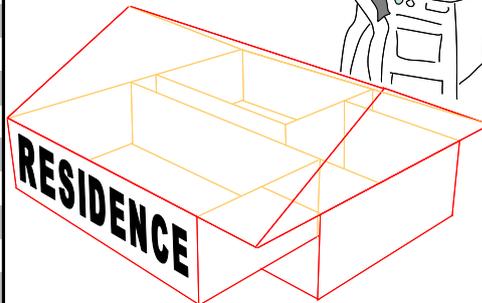
**Planche 6-2**

**ZONE DE SISMICITE 4**



RdC emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,184	0,228
120	0,181	0,225
140	0,178	0,222
160	0,175	0,219
180	0,173	0,217
200	0,170	0,214
220	0,168	0,212
240	0,166	0,210
260	0,165	0,209
280	0,163	0,207
300	0,162	0,206
320	0,161	0,205
340	0,161	0,205
360	0,160	0,204

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment  
d'habitation  
R+0

**H RdC= 3,20 m**

		Z4													
		A				B				C					
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 9,13 kN		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
		Coef nb de contreventements		0,171	0,212	0,231	0,234	0,227	0,282	0,308	0,312	0,252	0,314	0,342	0,347
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 7,47 kN		0,208	0,259	0,282	0,286	0,278	0,345	0,376	0,381	0,308	0,383	0,418	0,424
		Coef nb de contreventements													

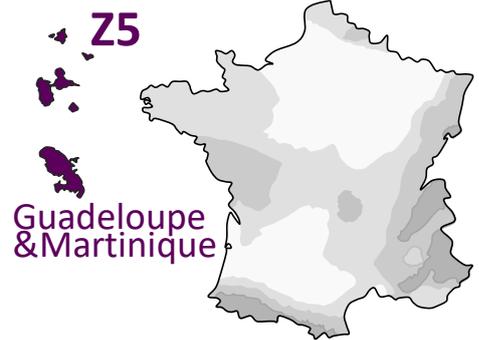
**H RdC=2,75 m**

		Z4													
		A				B				C					
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 10,58 kN		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
		Coef nb de contreventements		0,147	0,183	0,200	0,202	0,196	0,244	0,266	0,269	0,218	0,271	0,295	0,299
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 8,66 kN		0,180	0,223	0,244	0,247	0,240	0,298	0,325	0,329	0,266	0,331	0,361	0,365
		Coef nb de contreventements													

RdC	zone de simicité	hauteur de RdC
surface	classe de sol	m
x		coef
coefTypo	classe de service	
=	distribution	nombre de contreventements élémentaires

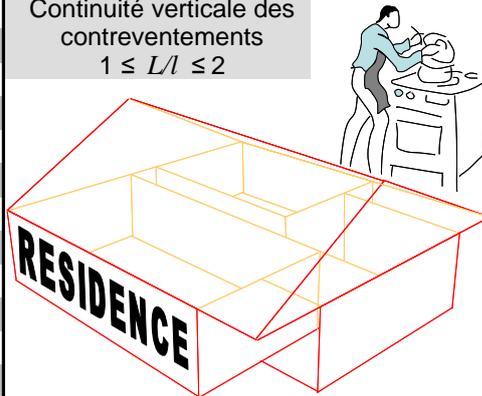
Planche 6-3

ZONE DE SIMICITE 5



RdC emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> )	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,184	0,228
120	0,181	0,225
140	0,178	0,222
160	0,175	0,219
180	0,173	0,217
200	0,170	0,214
220	0,168	0,212
240	0,166	0,210
260	0,165	0,209
280	0,163	0,207
300	0,162	0,206
320	0,161	0,205
340	0,161	0,205
360	0,160	0,204

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment  
d'habitation  
R+0

H RdC= 3,20 m

niveau RdC		q=3	A				Z5 B				C				
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	9,13	kN											
		Coef nb de contreventements	0,315	0,392	0,428	0,433	0,378	0,470	0,513	0,520	0,366	0,455	0,496	0,502	
	classe de service 2	Fsis,Rd	7,47	kN											
		Coef nb de contreventements	0,385	0,479	0,523	0,529	0,462	0,575	0,627	0,635	0,447	0,556	0,606	0,614	

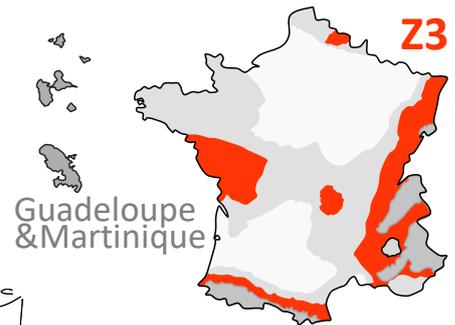
H RdC=2,75 m

niveau RdC		q=3	A				Z5 B				C				
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	10,58	kN											
		Coef nb de contreventements	0,272	0,338	0,369	0,374	0,327	0,406	0,443	0,449	0,316	0,392	0,428	0,434	
	classe de service 2	Fsis,Rd	8,66	kN											
		Coef nb de contreventements	0,332	0,413	0,451	0,457	0,399	0,496	0,541	0,548	0,386	0,479	0,523	0,530	

RdC	zone de simicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	coef	
x		nombre de contreventements élémentaires	
coefTypo	T/m <sup>2</sup>		
=	T	distribution	

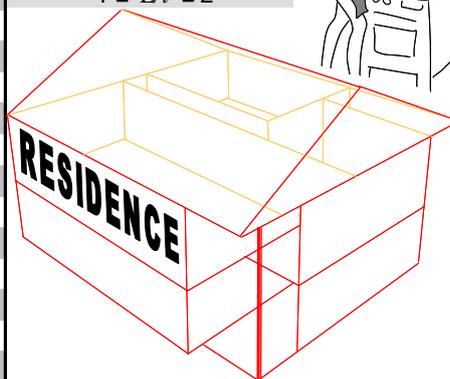
Planche 6-4

ZONE DE SISMICITE 3



R+1 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,506	0,550
120	0,495	0,539
140	0,486	0,530
160	0,477	0,521
180	0,469	0,513
200	0,462	0,506
220	0,456	0,500
240	0,450	0,494
260	0,446	0,490
280	0,442	0,486
300	0,438	0,482
320	0,436	0,480
340	0,434	0,478
360	0,433	0,477

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment  
d'habitation  
R+1  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m

<b>H<sub>RdC</sub> = 3,20 m</b>	q=3	<b>Z3</b>											
	distribution	<b>A</b>				<b>B</b>				<b>C</b>			
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13	kN									
	Coef nb de contreventements	0,120	0,149	0,163	0,165	0,158	0,196	0,214	0,217	0,177	0,220	0,240	0,243
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47	kN									
	Coef nb de contreventements	0,147	0,182	0,199	0,201	0,193	0,240	0,262	0,265	0,216	0,269	0,293	0,297

<b>H<sub>RdC</sub> = 2,75 m</b>	q=3	<b>Z3</b>											
	distribution	<b>A</b>				<b>B</b>				<b>C</b>			
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58	kN									
	Coef nb de contreventements	0,104	0,129	0,141	0,142	0,136	0,169	0,185	0,187	0,153	0,190	0,207	0,210
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66	kN									
	Coef nb de contreventements	0,127	0,157	0,172	0,174	0,166	0,207	0,226	0,229	0,186	0,232	0,253	0,256

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58	kN									
	Coef nb de contreventements	0,054	0,067	0,073	0,074	0,071	0,088	0,096	0,097	0,079	0,098	0,107	0,108
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66	kN									
	Coef nb de contreventements	0,066	0,082	0,089	0,09	0,086	0,107	0,117	0,118	0,097	0,12	0,131	0,132

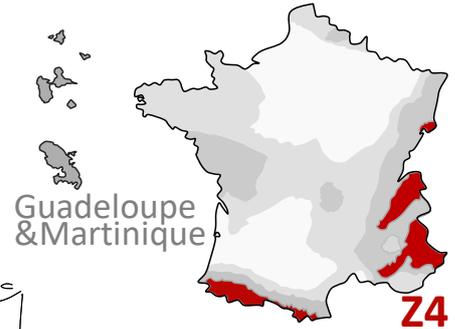
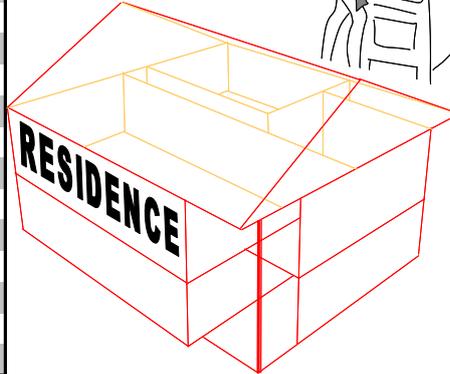
<b>RdC</b>	zone de simicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	coef	
coefTypo	T/m <sup>2</sup>	nombre de contreventements	
=	T	élémentaires	
<b>R+1</b>	coef		
nb de contreventements élémentaires			

Planche 6-5

ZONE DE SISMICITE 4

R+1 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,506	0,550
120	0,495	0,539
140	0,486	0,530
160	0,477	0,521
180	0,469	0,513
200	0,462	0,506
220	0,456	0,500
240	0,450	0,494
260	0,446	0,490
280	0,442	0,486
300	0,438	0,482
320	0,436	0,480
340	0,434	0,478
360	0,433	0,477

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment  
d'habitation  
R+1  
RdC 3,20 m  
ou  
2,75 m  
R+1 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m		q=3	Z4												
			A				B				C				
distribution			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13		kN										
	Coef nb de contreventements		0,171	0,212	0,231	0,234	0,227	0,282	0,308	0,312	0,252	0,314	0,342	0,347	
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47		kN										
	Coef nb de contreventements		0,208	0,259	0,282	0,286	0,278	0,345	0,376	0,381	0,308	0,383	0,418	0,424	

H <sub>RdC</sub> = 2,75 m		q=3	Z4											
			A				B				C			
distribution			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58		kN									
	Coef nb de contreventements		0,147	0,183	0,200	0,202	0,196	0,244	0,266	0,269	0,218	0,271	0,295	0,299
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66		kN									
	Coef nb de contreventements		0,180	0,223	0,244	0,247	0,240	0,298	0,325	0,329	0,266	0,331	0,361	0,365

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58		kN									
	Coef nb de contreventements		0,076	0,095	0,103	0,105	0,102	0,126	0,138	0,139	0,113	0,14	0,153	0,155
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66		kN									
	Coef nb de contreventements		0,093	0,116	0,126	0,128	0,124	0,154	0,168	0,17	0,138	0,171	0,187	0,189

RdC	zone de simicité		hauteur de RdC		m
surface		m <sup>2</sup>	coef		
coefTypo		T/m <sup>2</sup>	nombre de contreventements		
=		T	élémentaires		
R+1	coef				
nb de contreventements élémentaires					

Planche 6-6

ZONE DE SISMICITE 5

Z5

Guadeloupe & Martinique



R+1 emprise au sol m²	Coefficient de typologie masse du bâtiment par m² d'emprise au sol (T/m²)	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,506	0,550
120	0,495	0,539
140	0,486	0,530
160	0,477	0,521
180	0,469	0,513
200	0,462	0,506
220	0,456	0,500
240	0,450	0,494
260	0,446	0,490
280	0,442	0,486
300	0,438	0,482
320	0,436	0,480
340	0,434	0,478
360	0,433	0,477

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment  
d'habitation  
R+1  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m		q=3	Z5											
		distribution	A				B				C			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 9,13 kN												
	Coef nb de contreventements		0,315	0,392	0,428	0,433	0,378	0,470	0,513	0,520	0,366	0,455	0,496	0,502
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 7,47 kN												
	Coef nb de contreventements		0,385	0,479	0,523	0,529	0,462	0,575	0,627	0,635	0,447	0,556	0,606	0,614

H <sub>RdC</sub> = 2,75 m		q=3	Z5											
		distribution	A				B				C			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 10,58 kN												
	Coef nb de contreventements		0,272	0,338	0,369	0,374	0,327	0,406	0,443	0,449	0,316	0,392	0,428	0,434
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 8,66 kN												
	Coef nb de contreventements		0,332	0,413	0,451	0,457	0,399	0,496	0,541	0,548	0,386	0,479	0,523	0,530

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 10,58 kN												
	Coef nb de contreventements		0,141	0,175	0,191	0,193	0,169	0,21	0,229	0,232	0,163	0,203	0,221	0,224
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 8,66 kN												
	Coef nb de contreventements		0,172	0,214	0,233	0,236	0,206	0,256	0,28	0,283	0,199	0,248	0,27	0,274

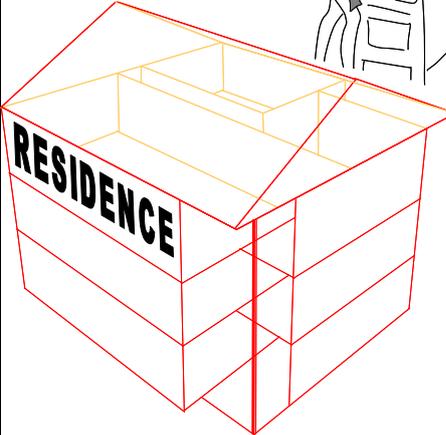
<b>RdC</b>	zone de simicité	hauteur de RdC	m
surface	m²	coef	
coefTypo	T/m²	nombre de contreventements	
=	T	élémentaires	
<b>R+1</b>	coef		
nb de contreventements élémentaires			

Planche 6-7

ZONE DE SISMICITE 3

R+2 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,821	0,866
120	0,804	0,849
140	0,789	0,834
160	0,775	0,820
180	0,762	0,807
200	0,750	0,795
220	0,740	0,785
240	0,731	0,776
260	0,723	0,768
280	0,716	0,761
300	0,711	0,756
320	0,707	0,752
340	0,704	0,749
360	0,702	0,747

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Guadeloupe  
& Martinique



Bâtiment  
d'habitation  
R+2  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m  
R+2 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m	q=3		A				Z3 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13 kN											
	Coef nb de contreventements		0,120	0,149	0,163	0,165	0,158	0,196	0,214	0,217	0,177	0,220	0,240	0,243
niveau R+1	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47 kN											
	Coef nb de contreventements		0,147	0,182	0,199	0,201	0,193	0,240	0,262	0,265	0,216	0,269	0,293	0,297

H <sub>RdC</sub> = 2,75 m	q=3		A				Z3 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
	Coef nb de contreventements		0,104	0,129	0,141	0,142	0,136	0,169	0,185	0,187	0,153	0,190	0,207	0,210
niveau R+1	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
	Coef nb de contreventements		0,127	0,157	0,172	0,174	0,166	0,207	0,226	0,229	0,186	0,232	0,253	0,256

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
	Coef nb de contreventements		0,083	0,103	0,112	0,114	0,109	0,136	0,148	0,15	0,122	0,152	0,165	0,167
niveau R+2	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
	Coef nb de contreventements		0,101	0,126	0,136	0,138	0,132	0,165	0,180	0,182	0,148	0,185	0,201	0,203

niveau R+2	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
	Coef nb de contreventements		0,037	0,046	0,05	0,051	0,049	0,06	0,066	0,067	0,054	0,068	0,074	0,075
niveau R+3	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
	Coef nb de contreventements		0,045	0,056	0,061	0,062	0,059	0,074	0,080	0,081	0,066	0,083	0,090	0,091

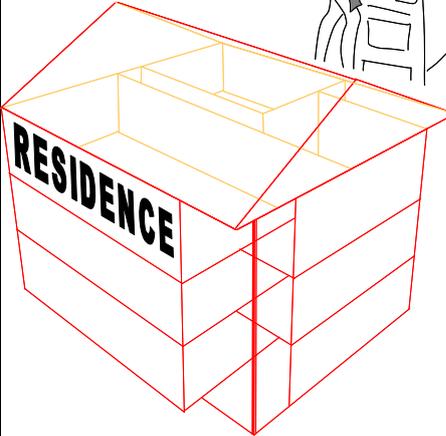
RdC		zone de simicité		hauteur de RdC		m
surface		classe de sol		coef		
coefTypo		classe de service		nombre de contreventements élémentaires		
=		distribution				
R+1	coef			R+2	coef	
nb de contreventements élémentaires				nb de contreventements élémentaires		

Planche 6-8

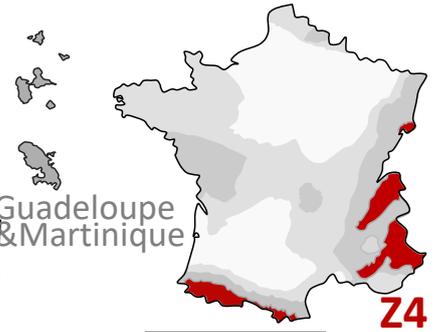
ZONE DE SISMICITE 4

R+2 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,821	0,866
120	0,804	0,849
140	0,789	0,834
160	0,775	0,820
180	0,762	0,807
200	0,750	0,795
220	0,740	0,785
240	0,731	0,776
260	0,723	0,768
280	0,716	0,761
300	0,711	0,756
320	0,707	0,752
340	0,704	0,749
360	0,702	0,747

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Guadeloupe  
& Martinique



Z4

Bâtiment  
d'habitation  
R+2  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m  
R+2 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m	q=3		A				Z4 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13 kN											
		Coef nb de contreventements	0,171	0,212	0,231	0,234	0,227	0,282	0,308	0,312	0,252	0,314	0,342	0,347
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47 kN											
		Coef nb de contreventements	0,208	0,259	0,282	0,286	0,278	0,345	0,376	0,381	0,308	0,383	0,418	0,424

H <sub>RdC</sub> = 2,75 m	q=3		A				Z4 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,147	0,183	0,200	0,202	0,196	0,244	0,266	0,269	0,218	0,271	0,295	0,299
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,180	0,223	0,244	0,247	0,240	0,298	0,325	0,329	0,266	0,331	0,361	0,365

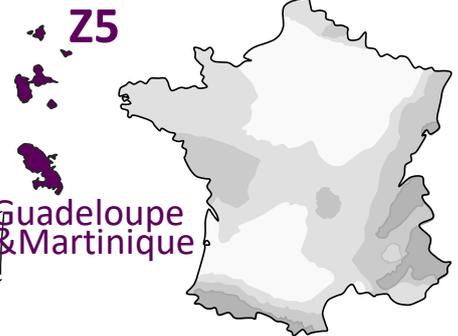
niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Nb de contreventements	0,118	0,146	0,159	0,161	0,156	0,195	0,211	0,215	0,174	0,215	0,235	0,238
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,144	0,178	0,194	0,197	0,191	0,237	0,258	0,262	0,211	0,264	0,288	0,290

niveau R+2	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,053	0,065	0,071	0,072	0,07	0,087	0,095	0,096	0,078	0,096	0,105	0,106
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,064	0,080	0,087	0,088	0,085	0,106	0,116	0,117	0,095	0,118	0,128	0,130

RdC		zone de sismicité		hauteur de RdC		m
surface		m <sup>2</sup>		coef		
coef Typo		T/m <sup>2</sup>		nombre de contreventements élémentaires		
=		T				
R+1	coef			R+2	coef	
nb de contreventements élémentaires				nb de contreventements élémentaires		

Planche 6-9

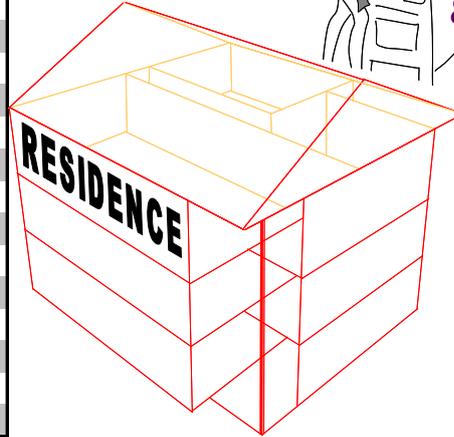
ZONE DE SISMICITE 5



Guadeloupe & Martinique

R+2 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,821	0,866
120	0,804	0,849
140	0,789	0,834
160	0,775	0,820
180	0,762	0,807
200	0,750	0,795
220	0,740	0,785
240	0,731	0,776
260	0,723	0,768
280	0,716	0,761
300	0,711	0,756
320	0,707	0,752
340	0,704	0,749
360	0,702	0,747

Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment  
d'habitation  
R+2  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m  
R+2 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m		q=3	A				Z5 B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13 kN											
		Coef nb de contreventements	0,315	0,130	0,428	0,433	0,378	0,470	0,513	0,520	0,366	0,455	0,496	0,502
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47 kN											
		Coef nb de contreventements	0,385	0,479	0,523	0,529	0,462	0,575	0,627	0,635	0,447	0,556	0,606	0,614

H <sub>RdC</sub> = 2,75 m		q=3	A				Z5 B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,272	0,338	0,369	0,374	0,327	0,406	0,443	0,449	0,316	0,392	0,428	0,434
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,332	0,413	0,451	0,457	0,399	0,496	0,541	0,548	0,386	0,479	0,523	0,530

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,217	0,27	0,294	0,298	0,26	0,323	0,353	0,357	0,251	0,312	0,341	0,345
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,264	0,329	0,359	0,363	0,317	0,394	0,430	0,436	0,307	0,381	0,416	0,422

niveau R+2	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,097	0,12	0,131	0,133	0,116	0,144	0,157	0,159	0,112	0,14	0,152	0,154
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,118	0,147	0,160	0,162	0,142	0,176	0,192	0,195	0,137	0,170	0,186	0,188

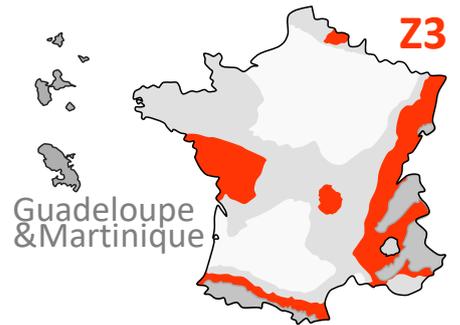
<b>RdC</b>	zone de simicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	coef	
coefTypo	T/m <sup>2</sup>	nombre de contreventements élémentaires	
=	T		
<b>R+1</b>	coef	<b>R+2</b>	coef
nb de contreventements élémentaires		nb de contreventements élémentaires	

# PLANCHES DE DIMENSIONNEMENT

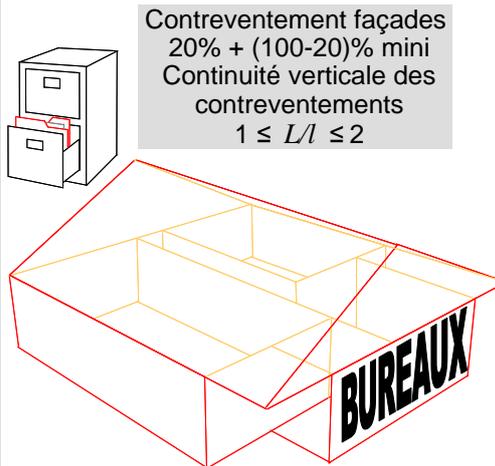
# BATIMENTS DE BUREAUX

Planche 6-11

ZONE DE SISMICITE 3



RdC emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> )	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,184	0,228
120	0,181	0,225
140	0,178	0,222
160	0,175	0,219
180	0,173	0,217
200	0,170	0,214
220	0,168	0,212
240	0,166	0,210
260	0,165	0,209
280	0,163	0,207
300	0,162	0,206
320	0,161	0,205
340	0,161	0,205
360	0,160	0,204



Bâtiment de bureaux R+0

H RdC= 3,20 m

		Z3															
		A				B				C							
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	q=3														
						I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
				9,13	kN												
		Coef nb de contreventements		0,120	0,149	0,163	0,165	0,158	0,196	0,214	0,217	0,177	0,220	0,240	0,243		
niveau RdC	classe de service 2	Fsis,Rd	q=3														
						I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
			7,47	kN													
	Coef nb de contreventements		0,147	0,182	0,199	0,201	0,193	0,240	0,262	0,265	0,216	0,269	0,293	0,297			

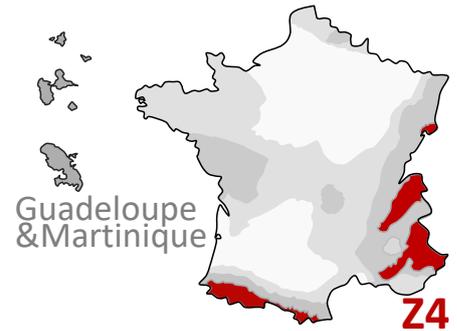
H RdC=2,75 m

		Z3															
		A				B				C							
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	q=3														
						I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
				10,58	kN												
		Coef nb de contreventements		0,104	0,129	0,141	0,142	0,136	0,169	0,185	0,187	0,153	0,190	0,207	0,210		
niveau RdC	classe de service 2	Fsis,Rd	q=3														
						I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
			8,66	kN													
	Coef nb de contreventements		0,127	0,157	0,172	0,174	0,166	0,207	0,226	0,229	0,186	0,232	0,253	0,256			

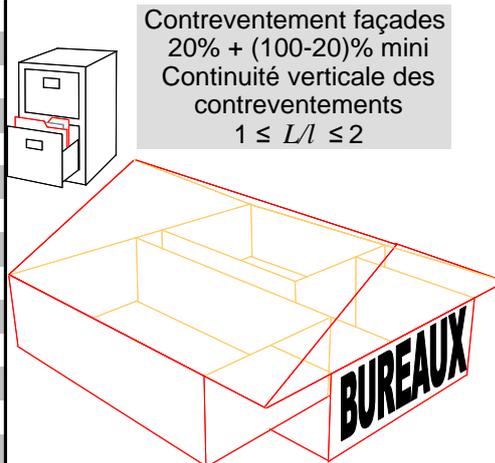
RdC	zone de simicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	coef	
x		nombre de contreventements élémentaires	
coefTypo	T/m <sup>2</sup>		
=	T	distribution	

Planche 6-12

ZONE DE SISMICITE 4



RdC emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> )	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,184	0,228
120	0,181	0,225
140	0,178	0,222
160	0,175	0,219
180	0,173	0,217
200	0,170	0,214
220	0,168	0,212
240	0,166	0,210
260	0,165	0,209
280	0,163	0,207
300	0,162	0,206
320	0,161	0,205
340	0,161	0,205
360	0,160	0,204



Bâtiment de bureaux R+0

H RdC= 3,20 m

		Z4																		
		A				B				C										
		I				II				III				IV						
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	9,13	kN																
		Coef nb de contreventements	0,171	0,212	0,231	0,234	0,227	0,282	0,308	0,312	0,252	0,314	0,342	0,347						
	classe de service 2	Fsis,Rd	7,47	kN																
		Coef nb de contreventements	0,208	0,259	0,282	0,286	0,278	0,345	0,376	0,381	0,308	0,383	0,418	0,424						

H RdC=2,75 m

		Z4																		
		A				B				C										
		I				II				III				IV						
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	10,58	kN																
		Coef nb de contreventements	0,147	0,183	0,200	0,202	0,196	0,244	0,266	0,269	0,218	0,271	0,295	0,299						
	classe de service 2	Fsis,Rd	8,66	kN																
		Coef nb de contreventements	0,180	0,223	0,244	0,247	0,240	0,298	0,325	0,329	0,266	0,331	0,361	0,365						

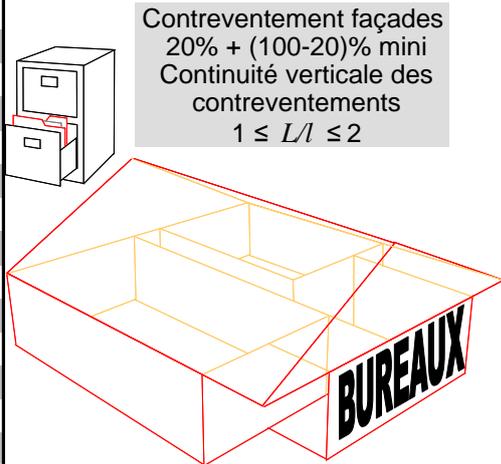
RdC	zone de sismicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	classe de sol	
x		coef	
coefTypo	T/m <sup>2</sup>	classe de service	
=	T	nombre de contreventements élémentaires	
	distribution		

Planche 6-13

**ZONE DE SIMICITE 5**



RdC emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> )	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,184	0,228
120	0,181	0,225
140	0,178	0,222
160	0,175	0,219
180	0,173	0,217
200	0,170	0,214
220	0,168	0,212
240	0,166	0,210
260	0,165	0,209
280	0,163	0,207
300	0,162	0,206
320	0,161	0,205
340	0,161	0,205
360	0,160	0,204



Bâtiment de bureaux R+0

**H RdC= 3,20 m**

		Z5															
		A				B				C							
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	9,13	kN	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
		Coef nb de contreventements	0,315	0,392	0,428	0,433	0,378	0,470	0,513	0,520	0,366	0,455	0,496	0,502			
		classe de service 2	Fsis,Rd	7,47	kN												
		Coef nb de contreventements	0,385	0,479	0,523	0,529	0,462	0,575	0,627	0,635	0,447	0,556	0,606	0,614			

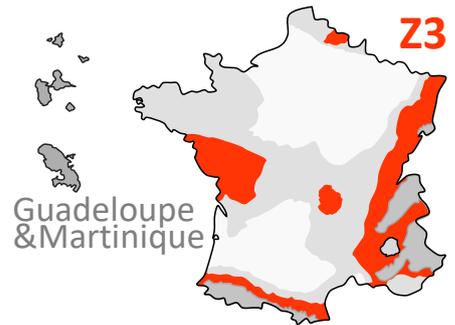
**H RdC=2,75 m**

		Z5															
		A				B				C							
niveau RdC	classe de service 1	Fsis,Rd	10,58	kN	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
		Coef nb de contreventements	0,272	0,338	0,369	0,374	0,327	0,406	0,443	0,449	0,316	0,392	0,428	0,434			
		classe de service 2	Fsis,Rd	8,66	kN												
		Coef nb de contreventements	0,332	0,413	0,451	0,457	0,399	0,496	0,541	0,548	0,386	0,479	0,523	0,530			

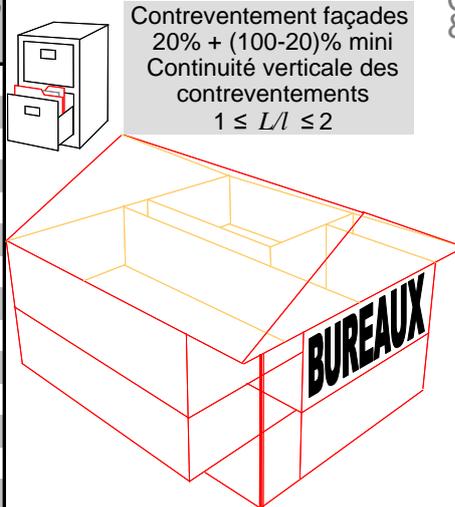
<b>RdC</b>	zone de simicité	hauteur de RdC
surface	classe de sol	m
x	classe de service	coef
coefTypo	distribution	nombre de contreventements élémentaires
=	T	

Planche 6-14

ZONE DE SISMICITE 3



R+1 emprise au sol m²	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,555	0,600
120	0,544	0,589
140	0,535	0,580
160	0,526	0,571
180	0,518	0,563
200	0,511	0,556
220	0,505	0,550
240	0,499	0,544
260	0,495	0,540
280	0,491	0,536
300	0,487	0,532
320	0,485	0,530
340	0,483	0,528
360	0,482	0,527



Bâtiment de bureaux  
R+1  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m		q=3	Z3											
			A				B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13	kN										
		Coef nb de contreventements	0,120	0,149	0,163	0,165	0,158	0,196	0,214	0,217	0,177	0,220	0,240	0,243
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47	kN										
		Coef nb de contreventements	0,147	0,182	0,199	0,201	0,193	0,240	0,262	0,265	0,216	0,269	0,293	0,297

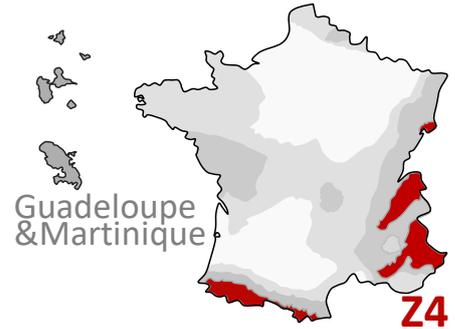
H <sub>RdC</sub> = 2,75 m		q=3	Z3											
			A				B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58	kN										
		Coef nb de contreventements	0,104	0,129	0,141	0,142	0,136	0,169	0,185	0,187	0,153	0,190	0,207	0,210
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66	kN										
		Coef nb de contreventements	0,127	0,157	0,172	0,174	0,166	0,207	0,226	0,229	0,186	0,232	0,253	0,256

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58	kN										
		Coef nb de contreventements	0,054	0,067	0,073	0,074	0,071	0,088	0,096	0,097	0,079	0,098	0,107	0,109
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66	kN										
		Coef nb de contreventements	0,066	0,082	0,089	0,09	0,086	0,107	0,117	0,118	0,097	0,12	0,131	0,132

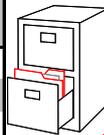
<b>RdC</b>		zone de simicité		hauteur de RdC		m
surface		classe de sol		coef		
coefTypo		classe de service		nombre de contreventements		
=		distribution		élémentaires		
<b>R+1</b>		coef				
nb de contreventements élémentaires						

Planche 6-15

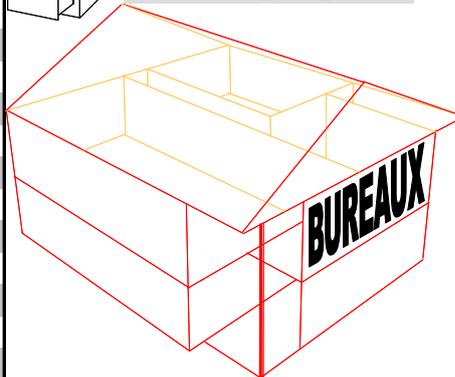
ZONE DE SIMICITE 4



R+1 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,555	0,600
120	0,544	0,589
140	0,535	0,580
160	0,526	0,571
180	0,518	0,563
200	0,511	0,556
220	0,505	0,550
240	0,499	0,544
260	0,495	0,540
280	0,491	0,536
300	0,487	0,532
320	0,485	0,530
340	0,483	0,528
360	0,482	0,527



Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment de  
bureaux  
R+1  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m		q=3	Z4											
		distribution	A				B				C			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 9,13 kN												
		Coef nb de contreventements	0,171	0,212	0,231	0,234	0,227	0,282	0,308	0,312	0,252	0,314	0,342	0,347
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 7,47 kN												
		Coef nb de contreventements	0,208	0,259	0,282	0,286	0,278	0,345	0,376	0,381	0,308	0,383	0,418	0,424

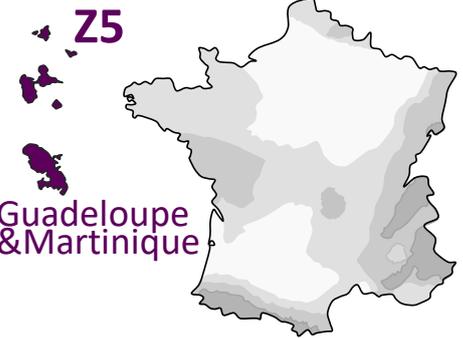
H <sub>RdC</sub> = 2,75 m		q=3	Z4											
		distribution	A				B				C			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 10,58 kN												
		Coef nb de contreventements	0,147	0,183	0,200	0,202	0,196	0,244	0,266	0,269	0,218	0,271	0,295	0,299
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 8,66 kN												
		Coef nb de contreventements	0,180	0,223	0,244	0,247	0,240	0,298	0,325	0,329	0,266	0,331	0,361	0,365

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub> 10,58 kN												
		Coef nb de contreventements	0,076	0,095	0,103	0,105	0,102	0,126	0,138	0,139	0,113	0,14	0,153	0,155
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub> 8,66 kN												
		Coef nb de contreventements	0,093	0,116	0,126	0,128	0,124	0,154	0,168	0,17	0,138	0,171	0,187	0,189

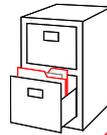
<b>RdC</b>	zone de simicité	hauteur de RdC	m
surface	classe de sol	coef	
coefTypo	classe de service	nombre de contreventements	
=	distribution	élémentaires	
<b>R+1</b>	coef		
nb de contreventements élémentaires			

## Planche 6-16

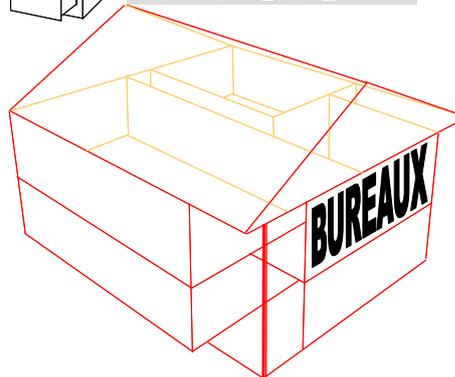
## ZONE DE SISMICITE 5



R+1 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	masse du bâtiment par m <sup>2</sup> d'emprise au sol (T/m <sup>2</sup> )	"
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,555	0,600
120	0,544	0,589
140	0,535	0,580
160	0,526	0,571
180	0,518	0,563
200	0,511	0,556
220	0,505	0,550
240	0,499	0,544
260	0,495	0,540
280	0,491	0,536
300	0,487	0,532
320	0,485	0,530
340	0,483	0,528
360	0,482	0,527



Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$



Bâtiment de  
bureaux  
R+1  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m		q=3	Z5											
			A				B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13		kN									
		Coef nb de contreventements	0,315	0,392	0,428	0,433	0,378	0,470	0,513	0,520	0,366	0,455	0,496	0,502
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47		kN									
		Coef nb de contreventements	0,385	0,479	0,523	0,529	0,462	0,575	0,627	0,635	0,447	0,556	0,606	0,614

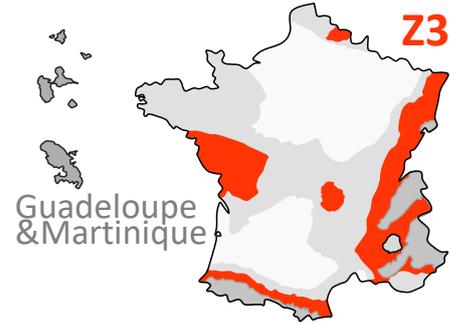
H <sub>RdC</sub> = 2,75 m		q=3	Z5											
			A				B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58		kN									
		Coef nb de contreventements	0,272	0,338	0,369	0,374	0,327	0,406	0,443	0,449	0,316	0,392	0,428	0,434
	classe service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66		kN									
		Coef nb de contreventements	0,332	0,413	0,451	0,457	0,399	0,496	0,541	0,548	0,386	0,479	0,523	0,530

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58		kN									
		Coef nb de contreventements	0,141	0,175	0,191	0,193	0,169	0,21	0,229	0,232	0,163	0,203	0,221	0,224
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66		kN									
		Coef nb de contreventements	0,172	0,214	0,233	0,236	0,206	0,256	0,28	0,283	0,199	0,248	0,27	0,274

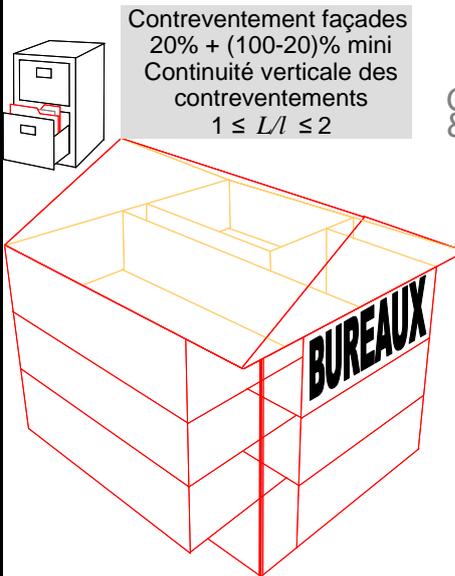
RdC		zone de sismicité		hauteur de RdC		m
surface		m <sup>2</sup>	classe de sol		coef	
coefTypo		T/m <sup>2</sup>	classe de service		nombre de contreventements	
=		T	distribution		élémentaires	
R+1	coef					
nb de contreventements élémentaires						

Planche 6-17

ZONE DE SISMICITE 3



R+2 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,922	0,967
120	0,905	0,950
140	0,890	0,935
160	0,876	0,921
180	0,863	0,908
200	0,851	0,896
220	0,841	0,886
240	0,832	0,877
260	0,824	0,869
280	0,817	0,862
300	0,812	0,857
320	0,808	0,853
340	0,805	0,850
360	0,803	0,848



Bâtiment de bureaux  
R+2  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m  
R+2 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m	q=3		A				Z3 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13 kN											
	Coef nb de contreventements		0,120	0,149	0,163	0,165	0,158	0,196	0,214	0,217	0,177	0,220	0,240	0,243
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47 kN											
	Coef nb de contreventements		0,147	0,182	0,199	0,201	0,193	0,240	0,262	0,265	0,216	0,269	0,293	0,297

H <sub>RdC</sub> = 2,75 m	q=3		A				Z3 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
	Coef nb de contreventements		0,104	0,129	0,141	0,142	0,136	0,169	0,185	0,187	0,153	0,190	0,207	0,210
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
	Coef nb de contreventements		0,127	0,157	0,172	0,174	0,166	0,207	0,226	0,229	0,186	0,232	0,253	0,256

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
	Coef nb de contreventements		0,082	0,102	0,111	0,112	0,108	0,134	0,146	0,148	0,121	0,15	0,163	0,165
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
	Coef nb de contreventements		0,100	0,125	0,135	0,137	0,131	0,163	0,178	0,180	0,147	0,182	0,199	0,201

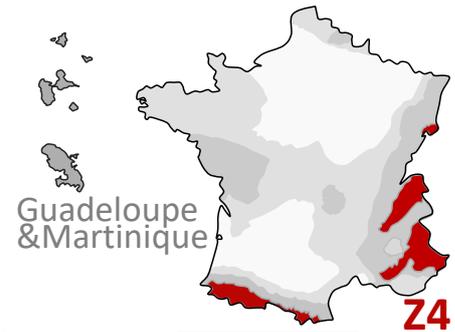
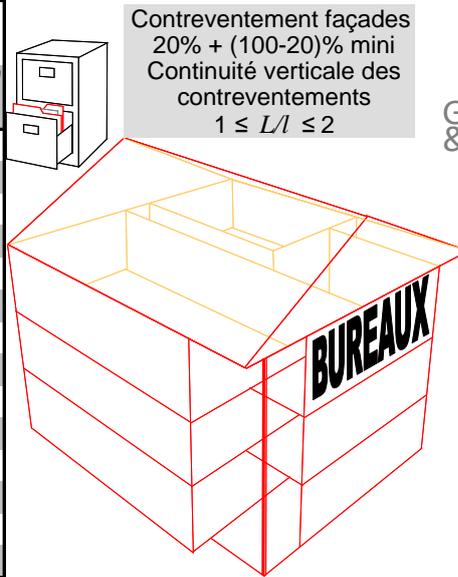
niveau R+2	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
	Coef nb de contreventements		0,039	0,048	0,052	0,053	0,051	0,063	0,069	0,07	0,057	0,071	0,077	0,078
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
	Coef nb de contreventements		0,047	0,059	0,064	0,065	0,062	0,077	0,084	0,085	0,069	0,086	0,094	0,095

RdC	zone de sismicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	coef	
coefTypo	T/m <sup>2</sup>	nombre de contreventements élémentaires	
=	T	distribution	
R+1	coef	R+2	coef
nb de contreventements élémentaires		nb de contreventements élémentaires	

Planche 6-18

ZONE DE SISMICITE 4

R+2 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,922	0,967
120	0,905	0,950
140	0,890	0,935
160	0,876	0,921
180	0,863	0,908
200	0,851	0,896
220	0,841	0,886
240	0,832	0,877
260	0,824	0,869
280	0,817	0,862
300	0,812	0,857
320	0,808	0,853
340	0,805	0,850
360	0,803	0,848



**Z4**

Bâtiment de bureaux  
R+2  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m  
R+2 2,75 m

<b>H<sub>RdC</sub> = 3,20 m</b>	q=3		A				Z4 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13 kN											
		Coef nb de contreventements	0,171	0,212	0,231	0,234	0,227	0,282	0,308	0,312	0,252	0,314	0,342	0,347
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47 kN											
		Coef nb de contreventements	0,208	0,259	0,282	0,286	0,278	0,345	0,376	0,381	0,308	0,383	0,418	0,424

<b>H<sub>RdC</sub> = 2,75 m</b>	q=3		A				Z4 B				C			
	distribution		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,147	0,183	0,200	0,202	0,196	0,244	0,266	0,269	0,218	0,271	0,295	0,299
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,180	0,223	0,244	0,247	0,240	0,298	0,325	0,329	0,266	0,331	0,361	0,365

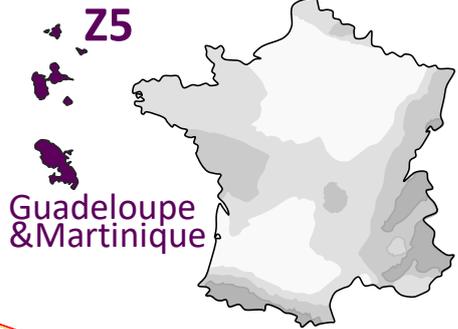
niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Nb de contreventements	0,116	0,144	0,157	0,159	0,155	0,192	0,21	0,212	0,172	0,214	0,233	0,235
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,142	0,176	0,192	0,195	0,189	0,235	0,256	0,259	0,210	0,260	0,284	0,288

niveau R+2	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,055	0,068	0,074	0,075	0,073	0,091	0,099	0,1	0,081	0,101	0,11	0,111
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,067	0,083	0,091	0,092	0,089	0,111	0,121	0,122	0,099	0,123	0,134	0,136

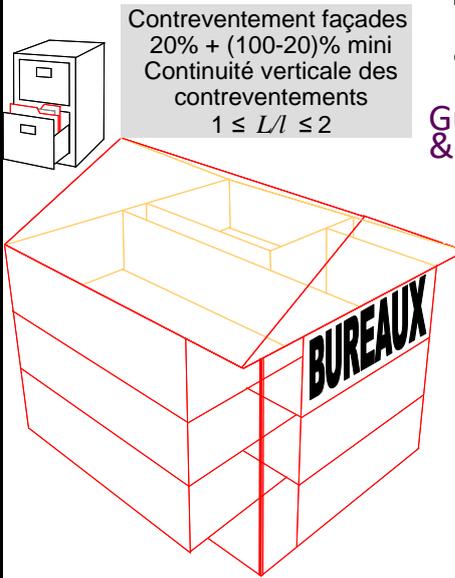
<b>RdC</b>	zone de sismicité	hauteur de RdC	m
surface	m <sup>2</sup>	coef	
coef Typo	T/m <sup>2</sup>	nombre de contreventements élémentaires	
=	T		
<b>R+1</b>	coef	<b>R+2</b>	coef
nb de contreventements élémentaires		nb de contreventements élémentaires	

Planche 6-19

ZONE DE SISMICITE 5



R+2 emprise au sol m <sup>2</sup>	Coefficient de typologie	
	Toiture sur charpente	Toiture terrasse "
100	0,922	0,967
120	0,905	0,950
140	0,890	0,935
160	0,876	0,921
180	0,863	0,908
200	0,851	0,896
220	0,841	0,886
240	0,832	0,877
260	0,824	0,869
280	0,817	0,862
300	0,812	0,857
320	0,808	0,853
340	0,805	0,850
360	0,803	0,848



Contreventement façades  
20% + (100-20)% mini  
Continuité verticale des  
contreventements  
 $1 \leq L/l \leq 2$

Guadeloupe  
& Martinique

Bâtiment de bureaux  
R+2  
RdC 3,20 m  
ou  
**2,75 m**  
R+1 2,75 m  
R+2 2,75 m

H <sub>RdC</sub> = 3,20 m		q=3	A				Z5 B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	9,13 kN											
		Coef nb de contreventements	0,315	0,392	0,428	0,433	0,378	0,470	0,513	0,520	0,366	0,455	0,496	0,502
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	7,47 kN											
		Coef nb de contreventements	0,385	0,479	0,523	0,529	0,462	0,575	0,627	0,635	0,447	0,556	0,606	0,614

H <sub>RdC</sub> = 2,75 m		q=3	A				Z5 B				C			
		distribution	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
niveau RdC	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,272	0,338	0,369	0,374	0,327	0,406	0,443	0,449	0,316	0,392	0,428	0,434
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,332	0,413	0,451	0,457	0,399	0,496	0,541	0,548	0,386	0,479	0,523	0,530

niveau R+1	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,214	0,267	0,29	0,294	0,257	0,32	0,348	0,352	0,248	0,309	0,337	0,341
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,262	0,325	0,354	0,359	0,314	0,390	0,426	0,430	0,303	0,377	0,411	0,417

niveau R+2	classe de service 1	F <sub>sis,Rd</sub>	10,58 kN											
		Coef nb de contreventements	0,101	0,126	0,137	0,139	0,121	0,151	0,164	0,166	0,117	0,146	0,159	0,161
	classe de service 2	F <sub>sis,Rd</sub>	8,66 kN											
		Coef nb de contreventements	0,124	0,153	0,167	0,169	0,148	0,184	0,201	0,203	0,143	0,178	0,194	0,197

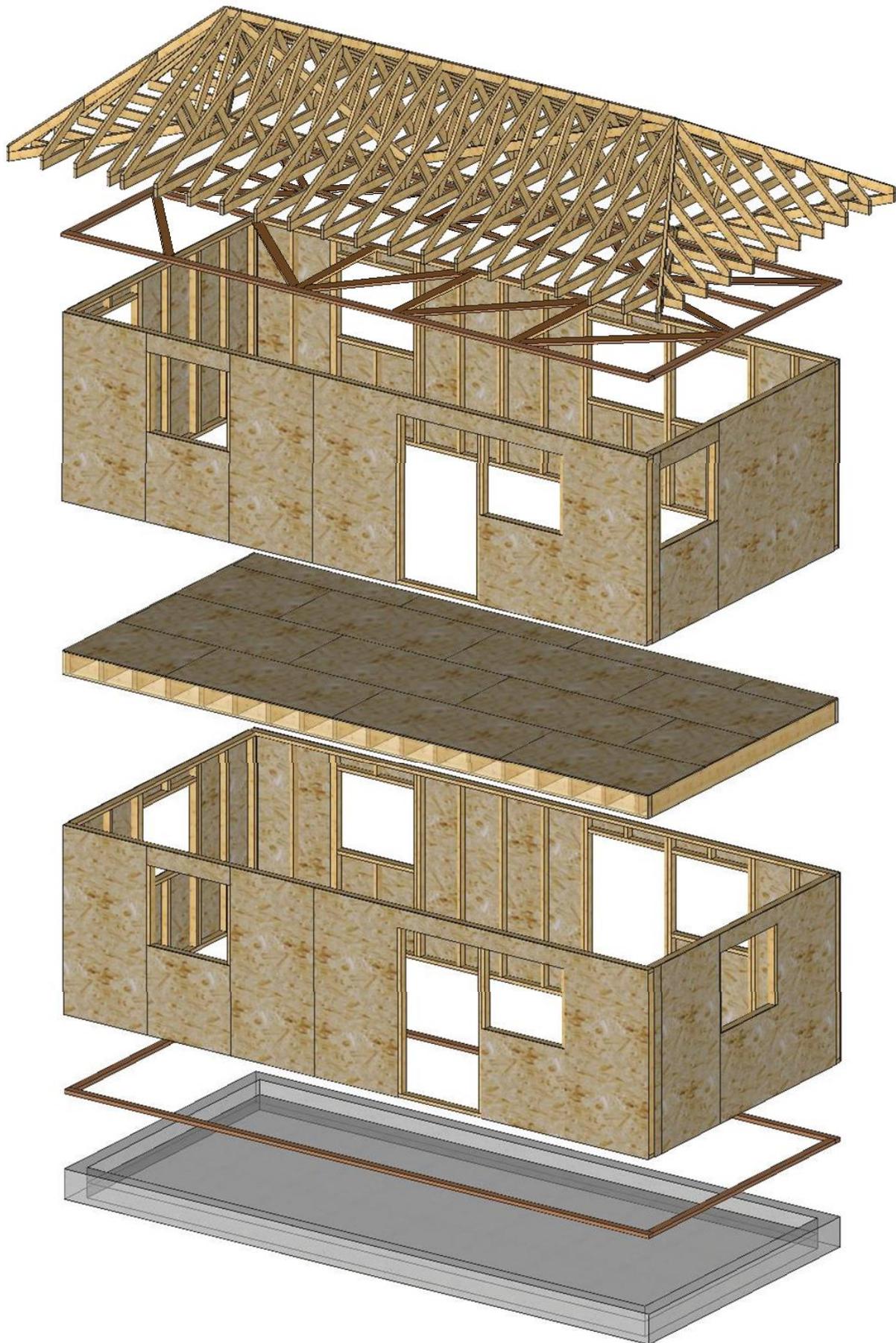
<b>RdC</b>	zone de simicité		hauteur de RdC		m
surface		m <sup>2</sup>	coef		
coefTypo		T/m <sup>2</sup>	nombre de contreventements élémentaires		
=		T			
<b>R+1</b>	coef		<b>R+2</b>	coef	
nb de contreventements élémentaires			nb de contreventements élémentaires		

## 6.7 Dispositions constructives relatives aux diaphragmes horizontaux

Les figures présentées dans ce paragraphe proposent une illustration des différents éléments intégrés dans les contreventements verticaux, les planchers diaphragmes et la toiture.



**Figure 6-21** : Perspective et coupe d'un bâtiment type en bois



**Figure 6-22** : Perspective éclatée d'un bâtiment type avec les contreventements et les diaphragmes



**Figure 6-23** : Perspective du diaphragme de plancher avec le calepinage des panneaux de plancher



**Figure 6-24** : Détail de liaison entre le plancher et les murs de contreventement

## 6.8 Références

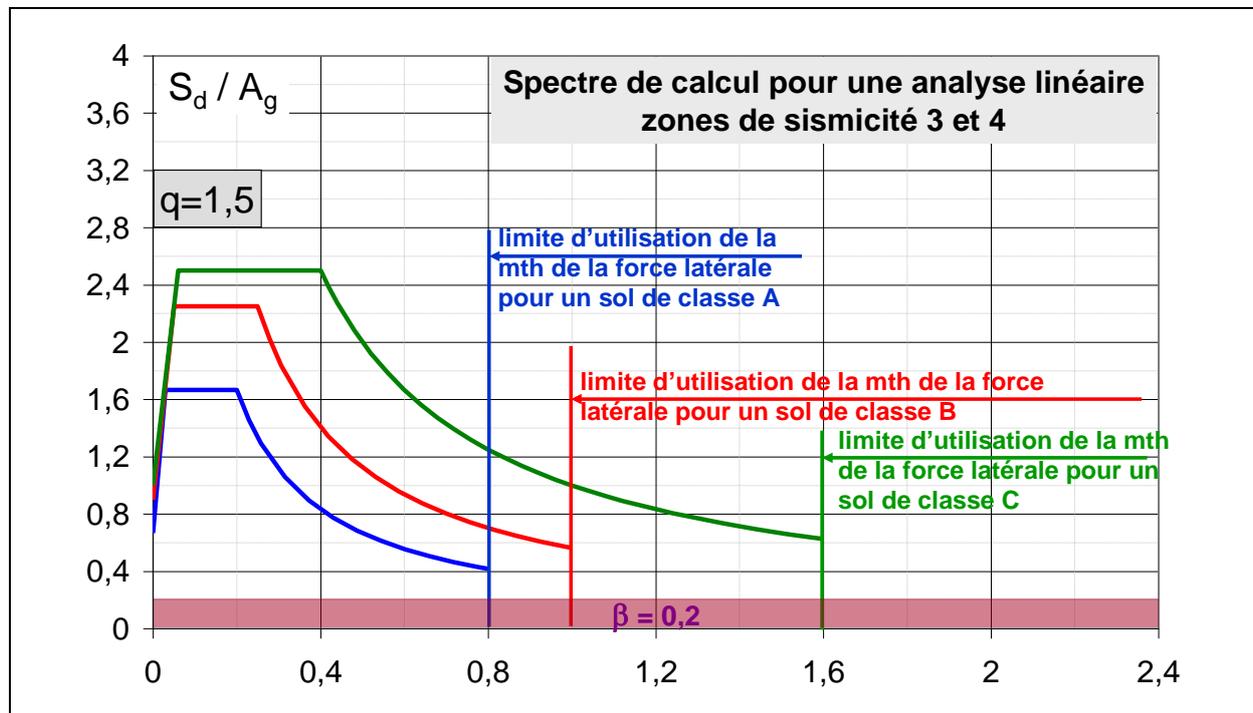
Les versions des références utilisées sont celles en vigueur au 1<sup>er</sup> septembre 2013.

- [6-1] NF EN 1998-1 Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [6-2] NF EN 1998-1/NA Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1
- [6-3] NF EN 1995-1.1 Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1 Généralités, règles communes & règles pour les bâtiments
- [6-4] NF EN 1995-1.1/NA Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1 Généralités, règles communes & règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1995-1.1
- [6-5] T. Paulay, M.J.N. Priestley Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & sons, 1992
- [6-6] AFPS Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie - Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2<sup>ème</sup> édition, mai 2011

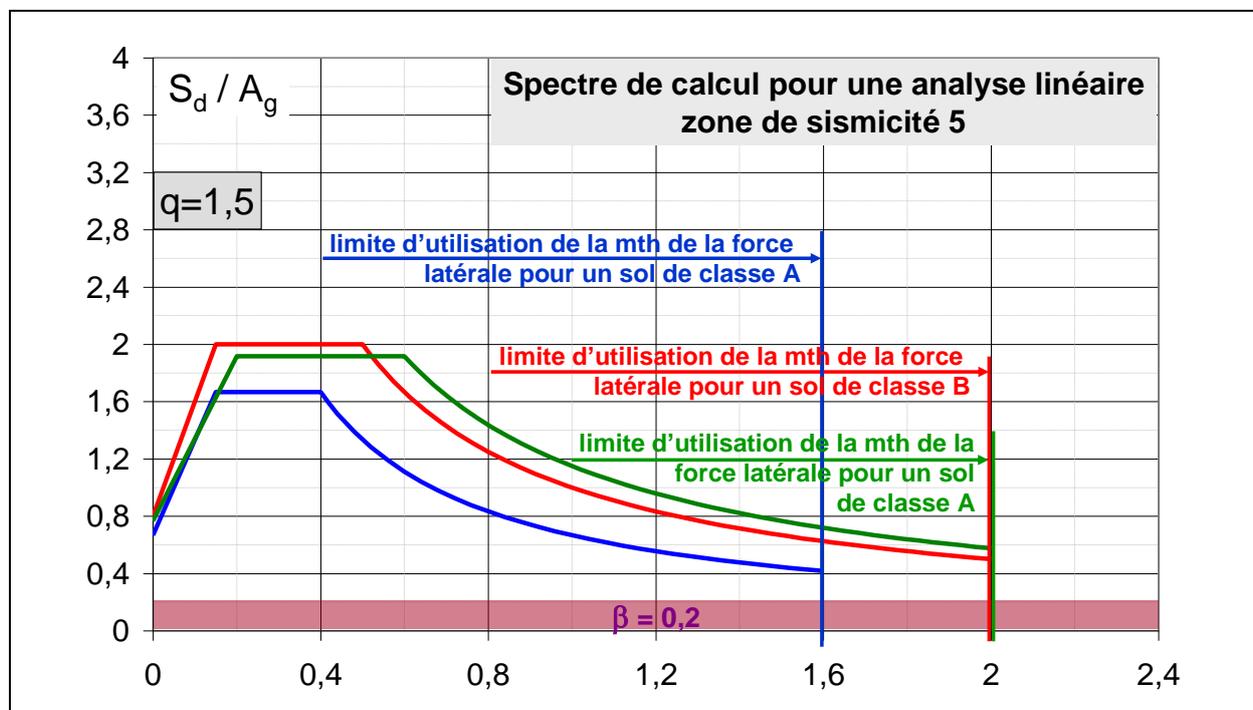
## **7 Annexes**

## 7.1 Annexe 3-1 : Spectres de calcul

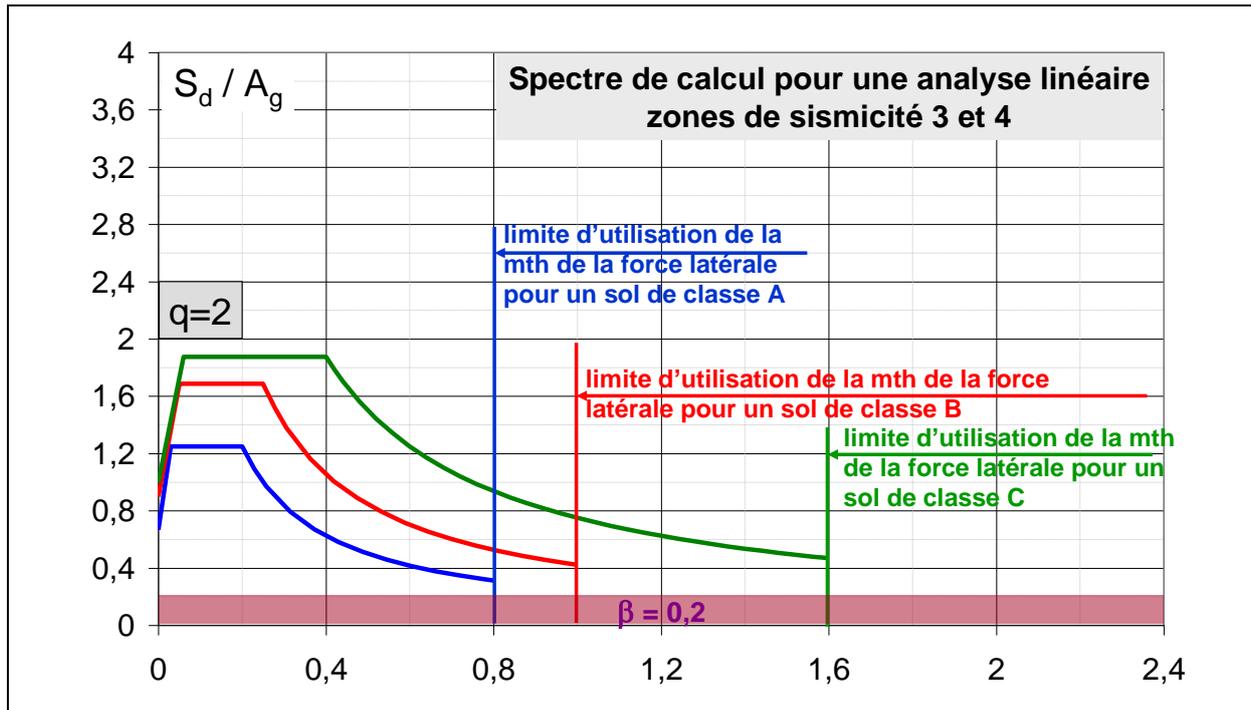
Illustration des spectres de calcul pour les différentes zones sismique et pour les différentes valeurs de coefficient de comportement de structure envisagées



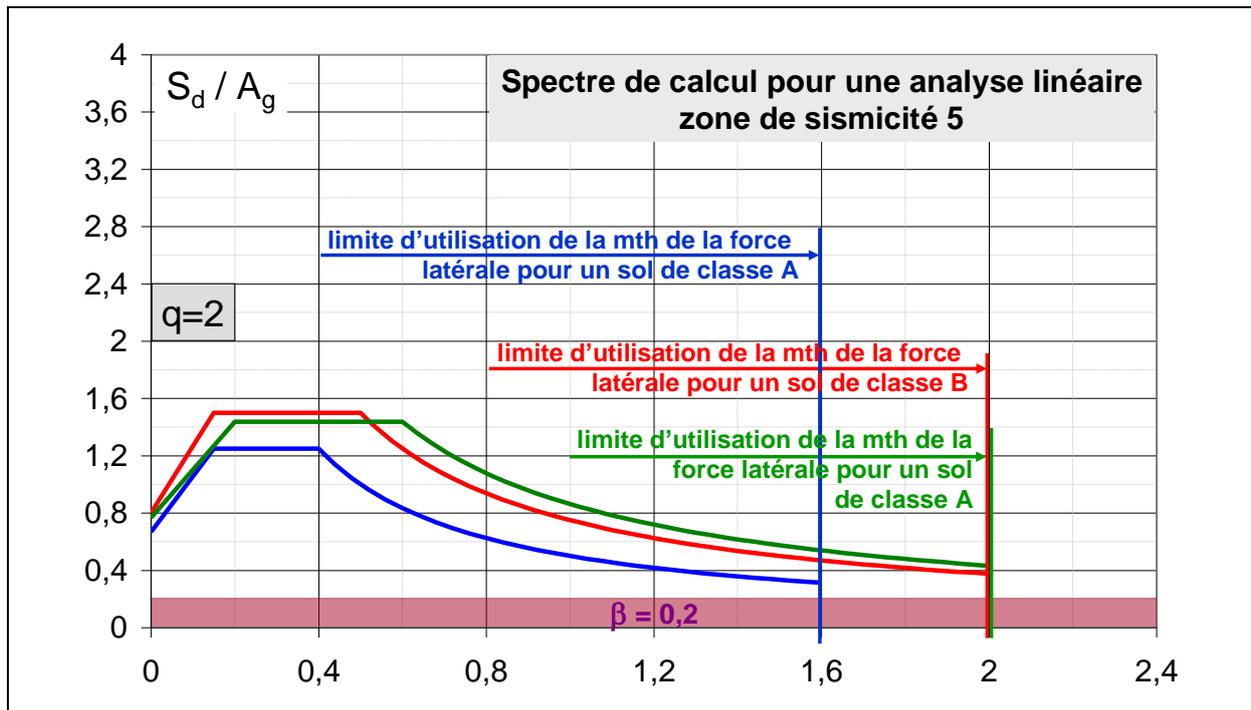
**Figure 7-1-1 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés en France européenne sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=1,5$ .



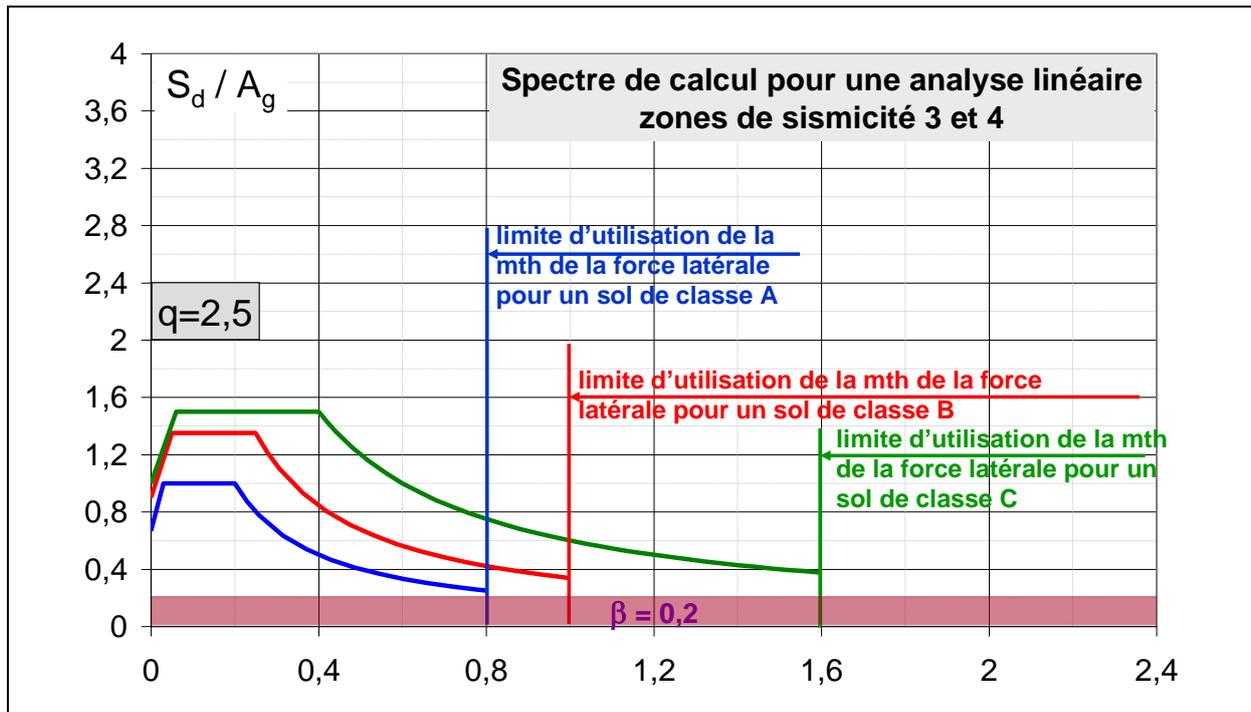
**Figure 7-1-2 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés aux Antilles sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=1,5$ .



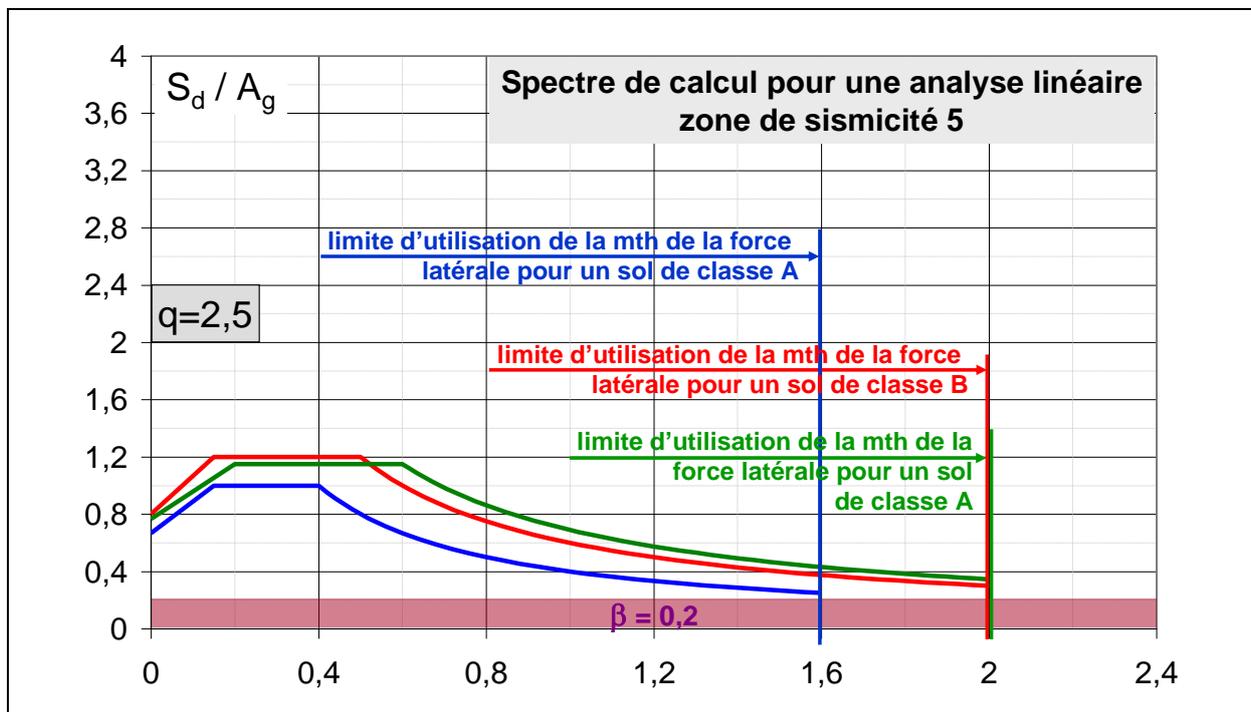
**Figure 7-1-3 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés en France européenne sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=2$ .



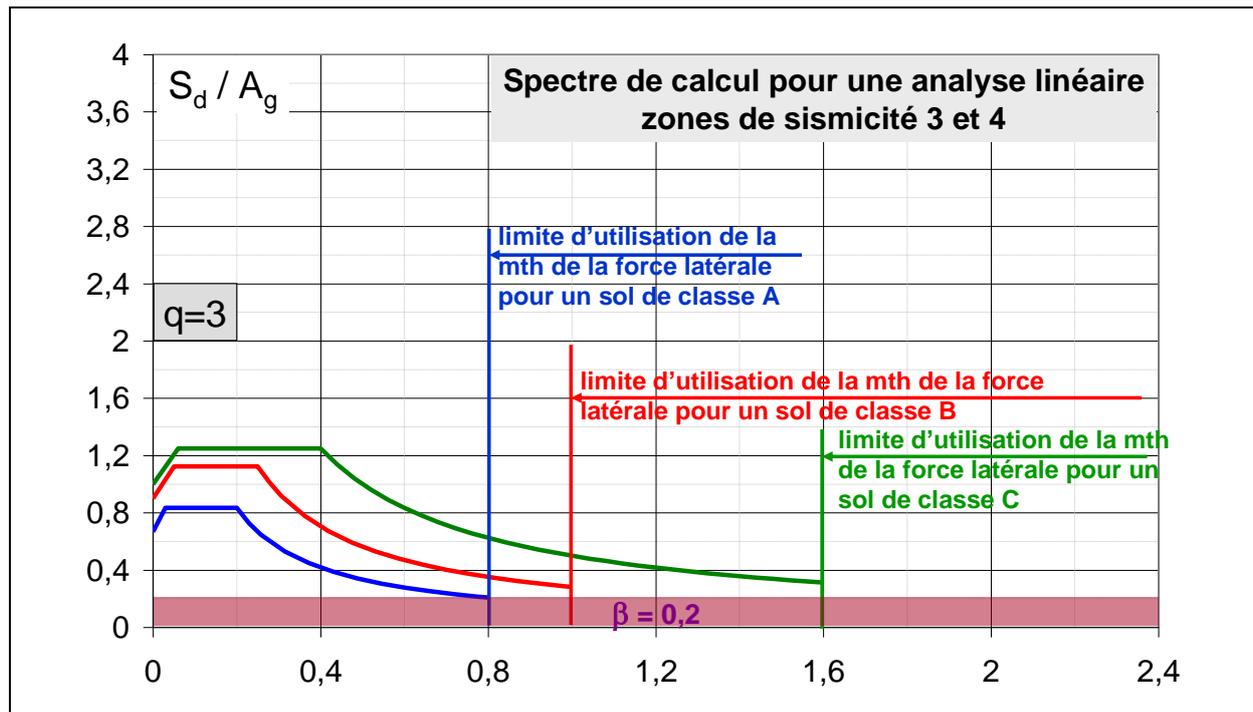
**Figure 7-1-4 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés aux Antilles sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=2$ .



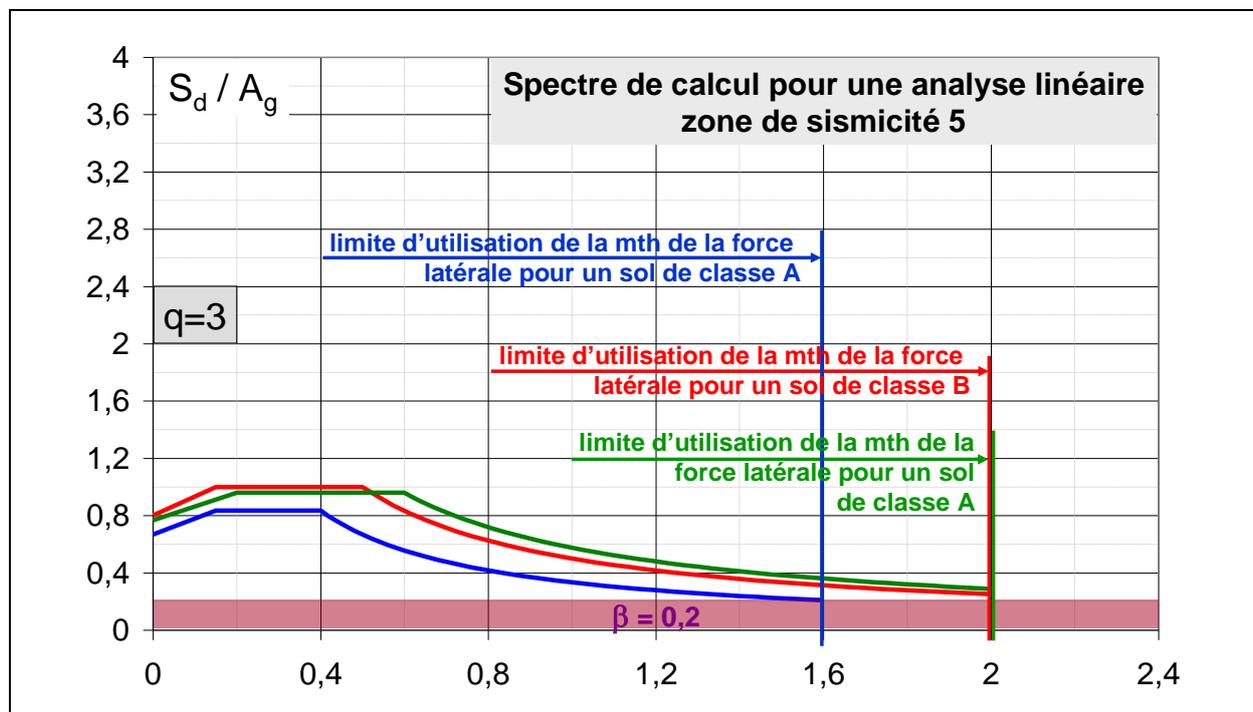
**Figure 7-1-5 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés en France européenne sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=2,5$ .



**Figure 7-1-6 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés aux Antilles sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=2,5$ .



**Figure 7-1-7 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés en France européenne sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=3$ .



**Figure 7-1-8 :** Spectres de calcul pour méthode de la force latérale, pour des bâtiments implantés aux Antilles sur des sols de classe A, B ou C, pour une structure avec coefficient de comportement  $q=3$ .

## 7.2 Annexe 3-2 : Détails des étapes de la prise en compte des effets de la torsion d'axe vertical - Méthode retenue pour la prise en compte de la torsion

Pour ce guide de règles parasismiques simplifiées applicables à des bâtiments courants, la prise en compte de la torsion s'inscrit dans une approche globale basée sur la méthode de la force latérale appliquée à un bâtiment régulier en élévation, pas nécessairement régulier en plan et basée sur un modèle spatial, comme le rappelle le tableau ci-dessous (présenté dans le chapitre 3).

Analyse linéaire avec q									
Tous types de bâtiments					Bâtiments H<10 m + conditions				
Régularité		Simplifications de modèle et type d'analyse		valeurs de q	Régularité		Simplifications de modèle et type d'analyse		valeurs de q
plan	élévation				plan	élévation			
oui	oui	plan	force latérale	référence	oui	oui	plan	force latérale	référence
oui	non	plan	modale	minorée	oui	non	plan	modale	minorée
non	oui	<b>spatial</b>	force latérale	<b>référence</b>	non	oui	<b>plan</b>	force latérale	<b>référence</b>
non	non	spatial	modale	minorée	non	non	spatial	modale	minorée

**Rappel du tableau 3-4 : Impact de la régularité et de la hauteur des bâtiments sur le type d'analyse et de calcul sismique à conduire [d'après NF EN 1998-1, §4.2.3.1, tableau 4.1 et §4.3.3.1]**

Cette approche est explicitée dans l'ouvrage de M.J.N. Priestley et T. Paulay « seismic design of reinforced concrete and masonry buildings » [6-5]. Cette approche est basée sur l'utilisation successive de 3 modèles bidimensionnels intégrant directement une combinaison de l'action sismique suivant les deux axes principaux perpendiculaires de la structure. Elle intègre également la distribution aléatoire des centres de masse et de flexion. Les étapes nécessaires au calcul des effets de la torsion sont explicitées dans les planches suivantes :

### Etapes 1 à 4 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES

- **Etape 1** : définition de 2 directions  $X$  et  $Y$  perpendiculaires intégrant les plans verticaux des  $n_X$  et  $n_Y$  systèmes de contreventement.
- **Etape 2** : définition des centres de masse et de torsion au niveau de chaque diaphragme horizontal  $i$ ,  $X_{M,i}$ ,  $Y_{M,i}$  et  $X_{T,i}$ ,  $Y_{T,i}$ .

Les centres de masse sont déterminés en prenant en compte les masses associées au poids propre des constituants du bâtiment, planchers, murs, cloisons lourdes, revêtements.

La définition du centre de torsion impose la connaissance de la rigidité de chaque mur de contreventement et sa position. Ce calcul étage par étage est possible, si cette position en plan ne change que très modérément d'un étage à un autre. La rigidité peut être considérée comme proportionnelle à la longueur des panneaux de contreventement sans ouverture (construction en bois) ou à l'inertie de ceux-ci (béton armé et maçonnerie). Le calcul peut être mené de manière adimensionnelle en retenant une rigidité unitaire pour une longueur ou inertie unitaire de contreventement. L'indice  $x$  ou  $y$  de la raideur  $k$  est relatif à la direction de déplacement du système de contreventement étudié.

$$X_T = \frac{1}{K_y} \cdot \sum_{j=1, n_Y} x_j \cdot k_{j,y} \quad Y_T = \frac{1}{K_x} \cdot \sum_{j=1, n_X} y_j \cdot k_{j,x}$$

- **Etape 3** : calcul des excentricités structurales  $e_{0j,x}$  et  $e_{0j,y}$  :  $e_{0j,x} = X_{Mj} - X_{T,j}$  et  $e_{0j,y} = Y_{Mj} - Y_{T,j}$
- **Etape 4** : calcul de la raideur en torsion et des rayons de torsion

$$K_{r_z} = \sum_{j=1, n_x} \left( (y_j - y_T)^2 \cdot k_{xj} \right) + \sum_{j=1, n_y} \left( (x_j - x_T)^2 \cdot k_{yj} \right) \quad r_x = \sqrt{\frac{K_{r_z}}{K_y}} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_{r_z}}{K_x}}$$

## Etapes 5 à 12 : CALCUL DES EFFORTS PAR NIVEAU DANS LA STRUCTURE

- **Etape 5** : application de la méthode de la force latérale dans la direction X puis dans la direction Y, détermination des forces latérales à la base  $F_{b,x}$  et  $F_{b,y}$

$$F_{b,x} = F_{b,y} = m_{tot} \cdot \left( \frac{2,5 \cdot A_g \cdot S}{q} \right) \quad m_{tot} = \sum_{i=1}^m m_i$$

- **Etape 6** : calcul des efforts sismiques pour chaque étage  $i$  suivant les directions X et Y :  $F_{i,x}$  et

$$F_{i,x} = F_{b,x} \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_l z_l \cdot m_l} = F_{i,y}$$

- **Etape 7** : calcul des efforts tranchants au niveau de chaque étage (diaphragme horizontal)  $i$  pour les directions X et Y

$$V_{i,x} = \sum_{l=i}^m F_{l,x} \quad V_{i,y} = \sum_{l=i}^m F_{l,y}$$

- **Etape 8** : calcul des valeurs de combinaison spatiale des efforts tranchants

$$V_{i,x}^{comb} = \begin{vmatrix} 1,0 \\ ou \\ 0,3 \end{vmatrix} \cdot V_{i,x} \quad V_{i,y}^{comb} = \begin{vmatrix} 0,3 \\ ou \\ 1,0 \end{vmatrix} \cdot V_{i,y}$$

- **Etape 9** : calcul des moments fléchissants au niveau de chaque diaphragme horizontal  $i$ , autour des axes Y et X

$$M_{i,y} = \sum_{l=i}^m (F_{l,x} \cdot (z_l - z_i)) \quad M_{i,x} = \sum_{l=i}^m (F_{l,y} \cdot (z_l - z_j))$$

- **Etape 10** : calcul des valeurs de combinaison spatiale des moments fléchissants

$$M_{i,y}^{comb} = \begin{vmatrix} 1,0 \\ ou \\ 0,3 \end{vmatrix} \cdot M_{i,y} \quad M_{i,x}^{comb} = \begin{vmatrix} 0,3 \\ ou \\ 1,0 \end{vmatrix} \cdot M_{i,x}$$

- **Etape 11** : calcul des excentricités accidentelles suivant X et Y

$$e_{ai,x} = 0,05 \cdot L_x \quad \text{et} \quad e_{ai,y} = 0,05 \cdot L_y$$

- **Etape 12** : calcul des différentes valeurs extrêmes du moment de torsion pour chaque diaphragme

$$M_{Tz,i}^{comb} = \sum_{l=i}^m C_{l,z}^{comb}, \quad \text{avec} \quad C_{l,z}^{comb} = -(\pm F_{l,x}^{comb} \cdot (e_{0,l,y} \pm e_{a,l,y})) + (\pm F_{l,y}^{comb} \cdot (e_{0,l,x} \pm e_{a,l,x}))$$

Cette étape conduit à 16 combinaisons de couples de torsion associées aux combinaisons d'efforts tranchants suivant X et Y.

## Etapes 13 à 15 : CALCUL DES EFFORTS DANS LES DIFFERENTS CONTREVENTEMENTS

- **Etape 13** : calcul de M et V pour chaque contreventement i au niveau du diaphragme j

$$V_{i,j,x}^{comb} = V_{i,x}^{comb} \cdot \frac{k_{i,j,x}}{K_{i,x}} - M_{Tz,j}^{comb} \frac{(y_{i,j} - y_{T,i}) \cdot k_{i,j,x}}{K_{rZ,i}}$$

$$V_{i,j,y}^{comb} = V_{i,y}^{comb} \cdot \frac{k_{i,j,y}}{K_{i,y}} - M_{Tz,j}^{comb} \frac{(x_{i,j} - y_{T,i}) \cdot k_{i,j,y}}{K_{rZ,i}}$$

$$M_{i,j,y}^{comb} = M_{i,y}^{comb} \cdot \frac{k_{i,j,x}}{K_{i,x}} \qquad M_{i,j,x}^{comb} = M_{i,x}^{comb} \cdot \frac{k_{i,j,y}}{K_{i,y}}$$

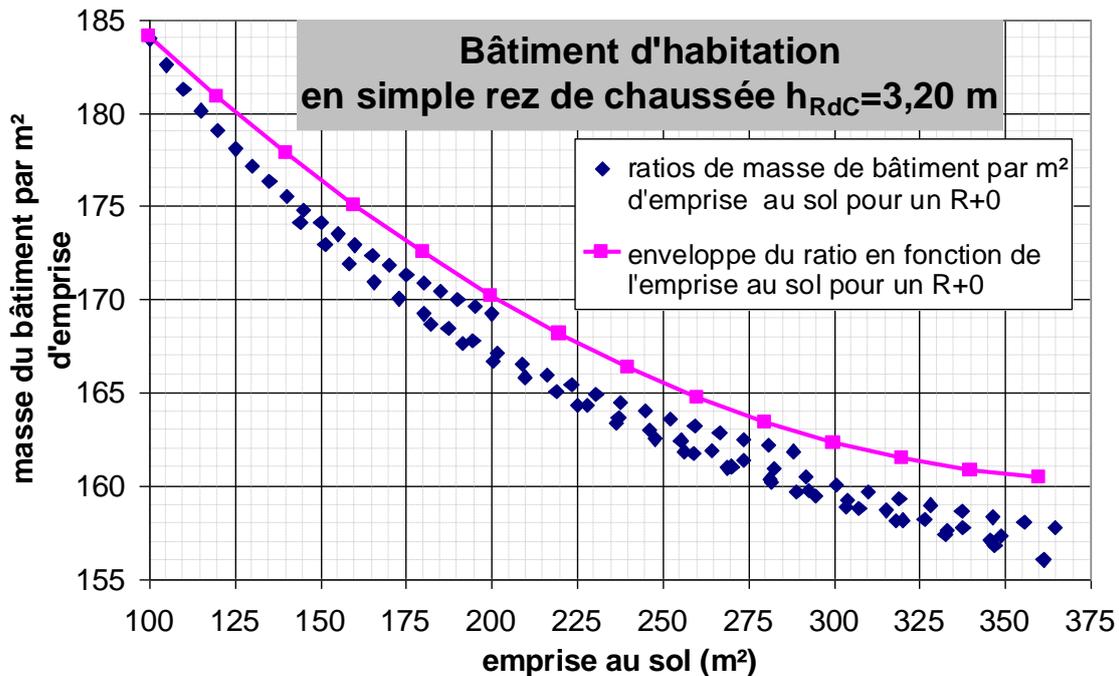
- **Etape 14** : calcul de l'effort normal gravitaire pour chaque contreventement j et pour chaque étage i

$$F_{i,j,x} = m_{i,j,x} \cdot g \qquad F_{i,j,y} = m_{i,j,y} \cdot g \qquad N_{i,j,x} = \sum_{l=i}^m F_{l,j,x} \qquad N_{i,j,y} = \sum_{l=i}^m F_{l,j,y}$$

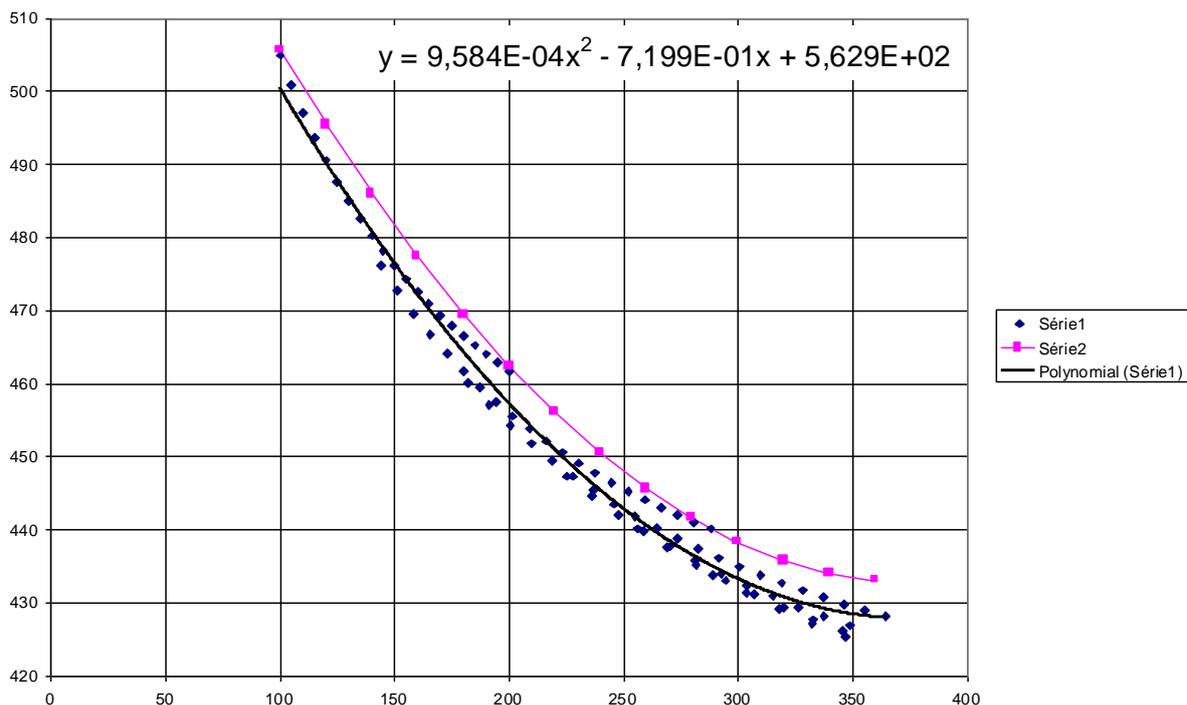
- **Etape 15** : vérification du contreventement et de ses liaisons au sens de l'Eurocode dont il relève.

### 7.3 Annexe 6-1 : Détermination des courbes enveloppe définissant le coefficient de typologie

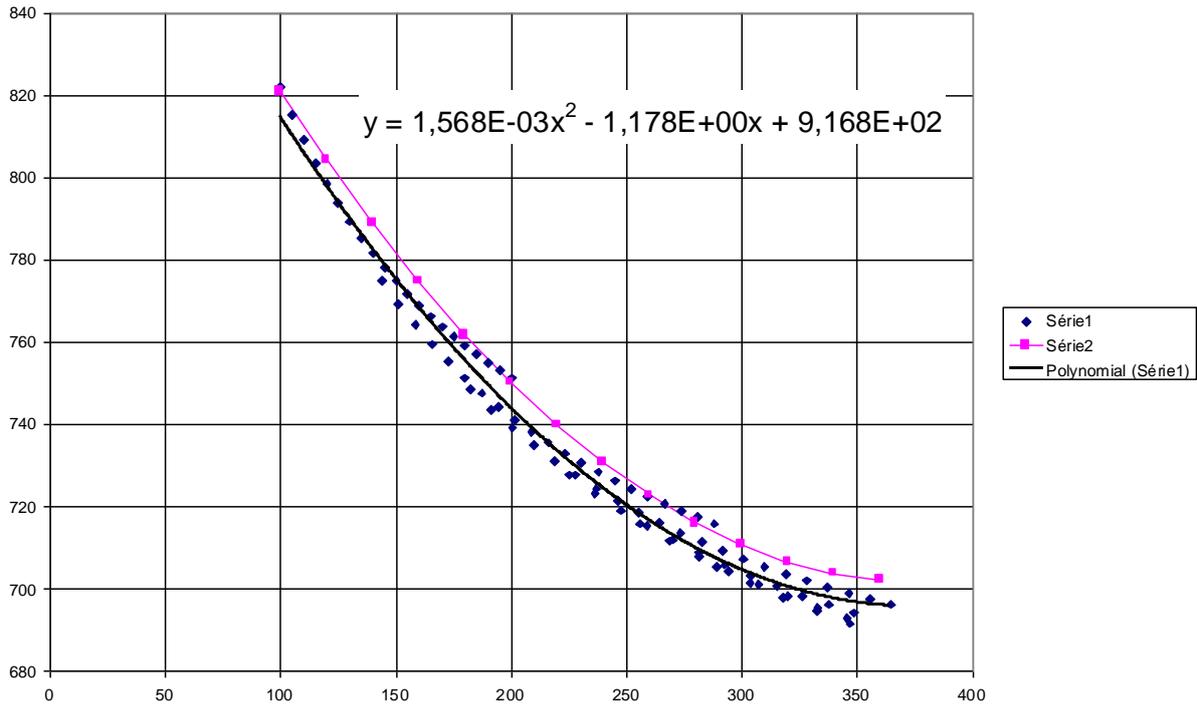
Les coefficients de typologie sont déterminés à partir de l'équation d'une courbe de régression décalée pour devenir courbe enveloppe. Dans le paragraphe 6-2-1, la figure 6-3 illustre cette démarche pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée pour une couverture sur charpente. L'ensemble des coefficients 6-2 et 6-3, repris dans la partie en haut, à gauche de planches de dimensionnement, sont établis à partir des graphes 7-3-1 à 7-3-12. Chaque point de ces graphiques correspond au calcul de la masse du bâtiment (masse mise en mouvement en situation sismique) en intégrant notamment la distribution des refends de tels bâtiments.



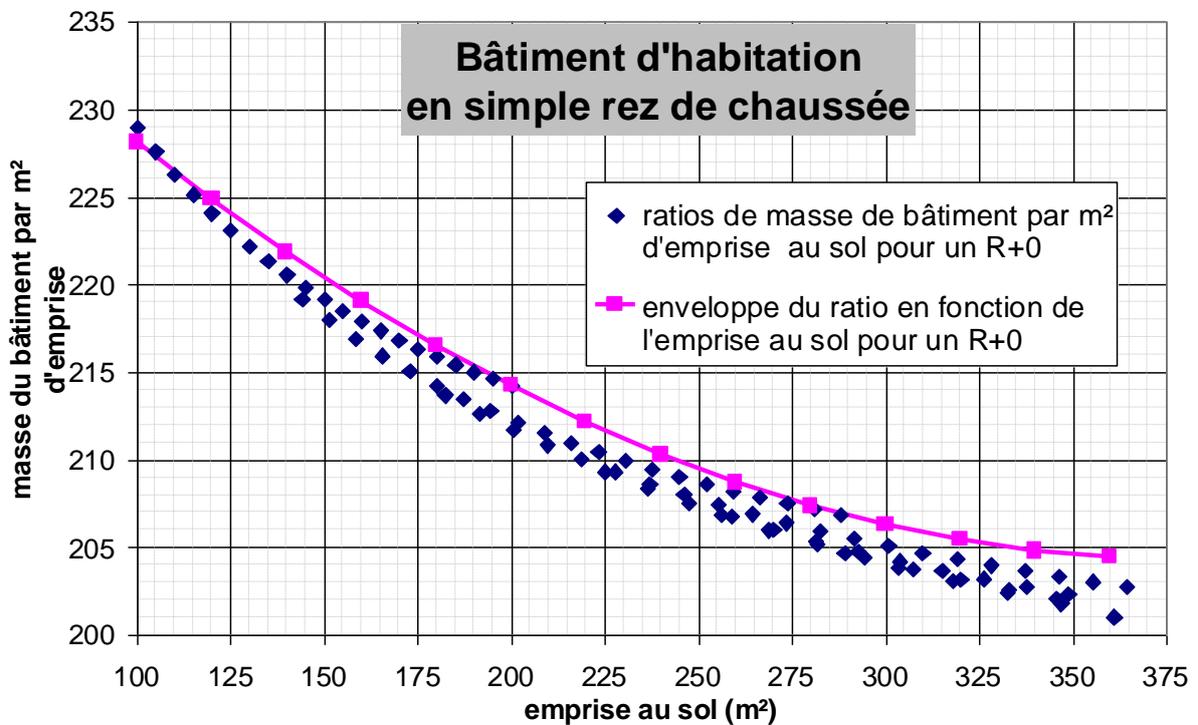
**Figure 7-3-1 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son empreinte au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment d'habitation R+0 – couverture sur charpente



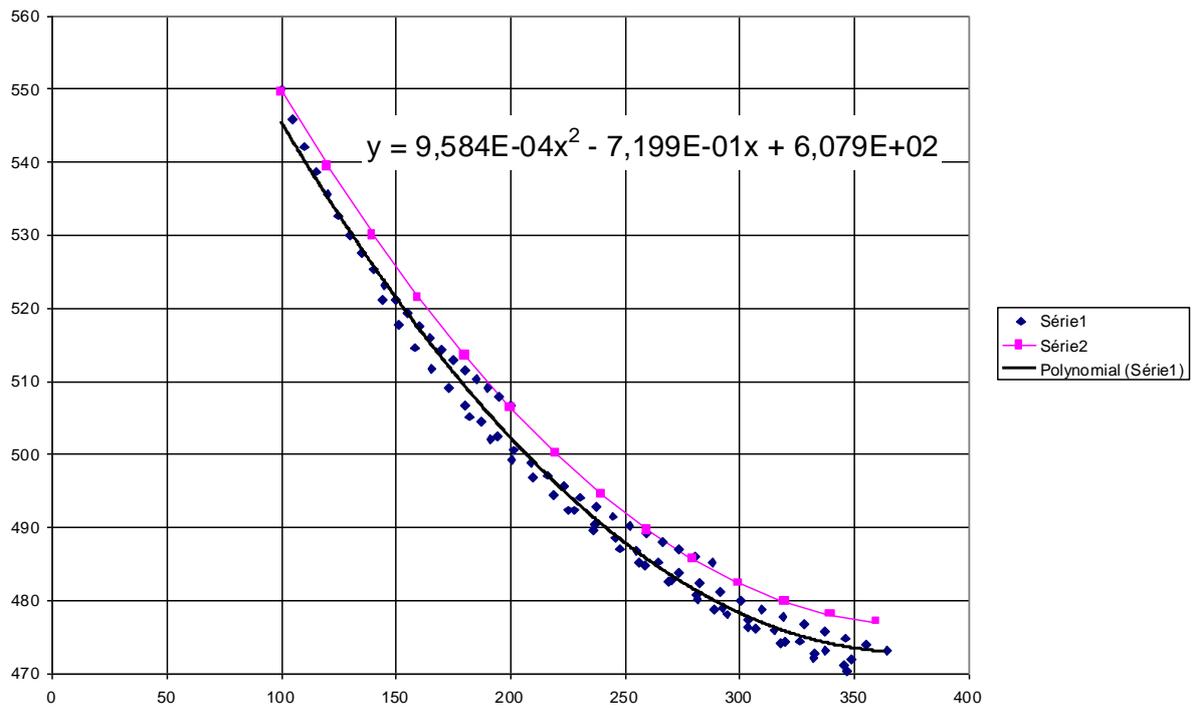
**Figure 7-3-2 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment d'habitation R+1 – couverture sur charpente



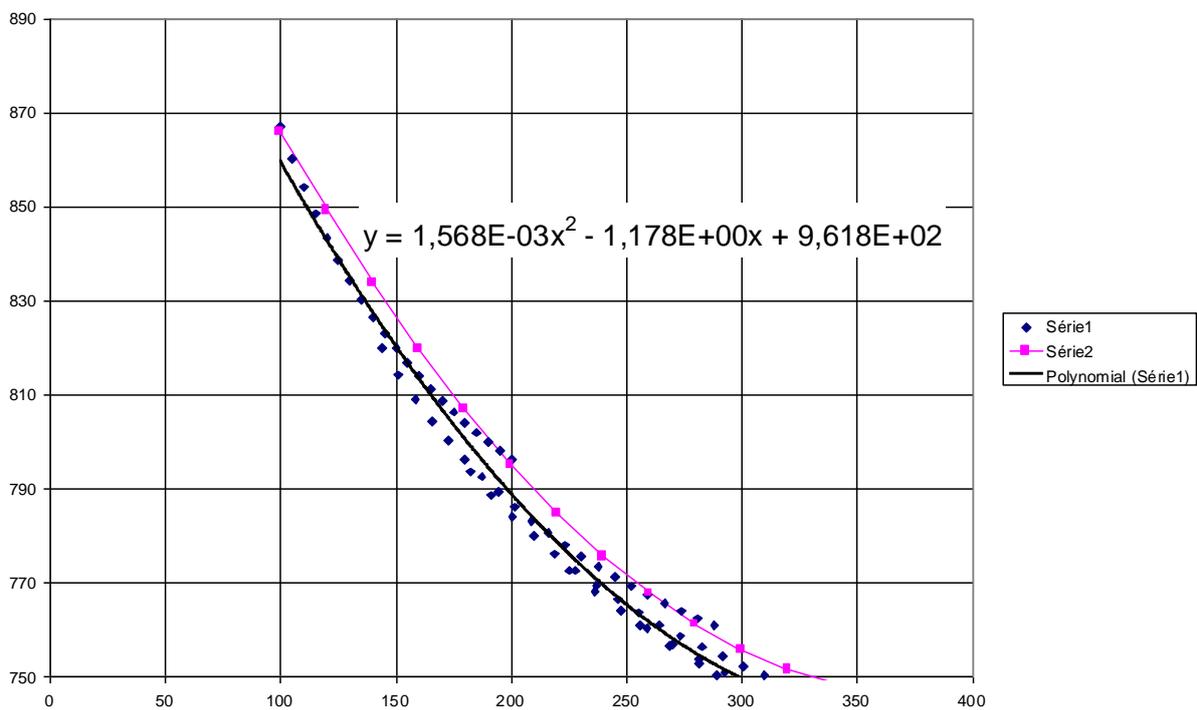
**Figure 7-3-3 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment d'habitation R+2 – couverture sur charpente



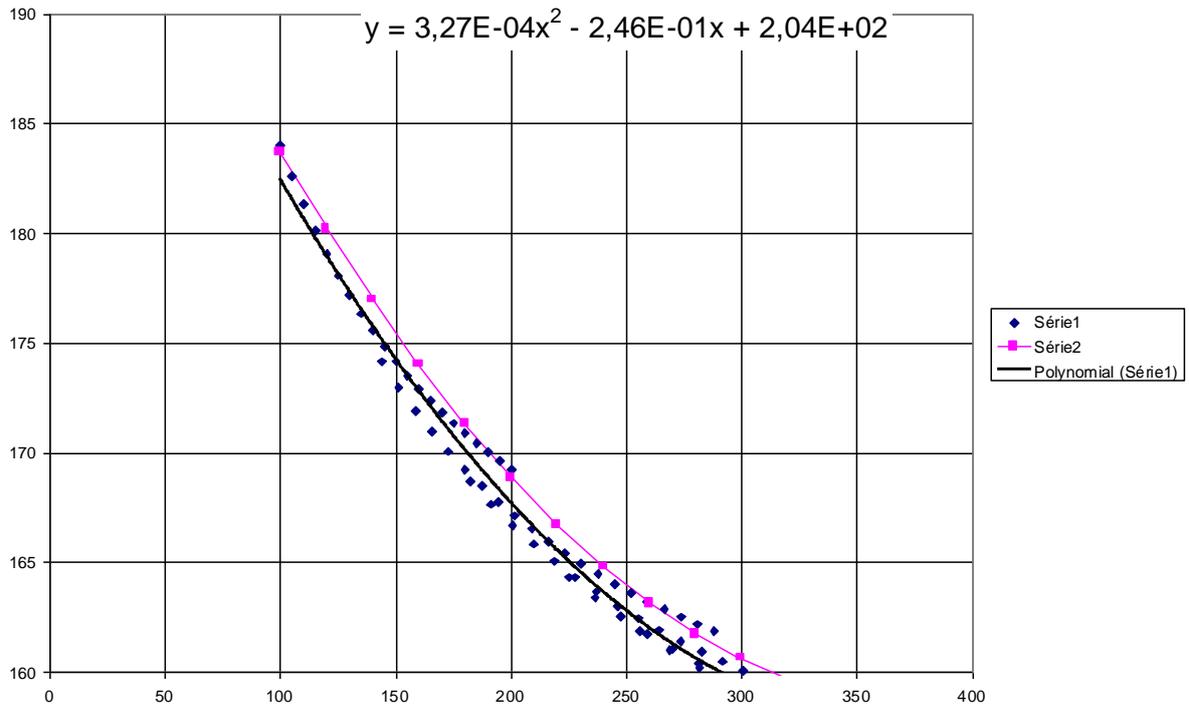
**Figure 7-3-4 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment d'habitation R+0 – Toiture « terrasse »



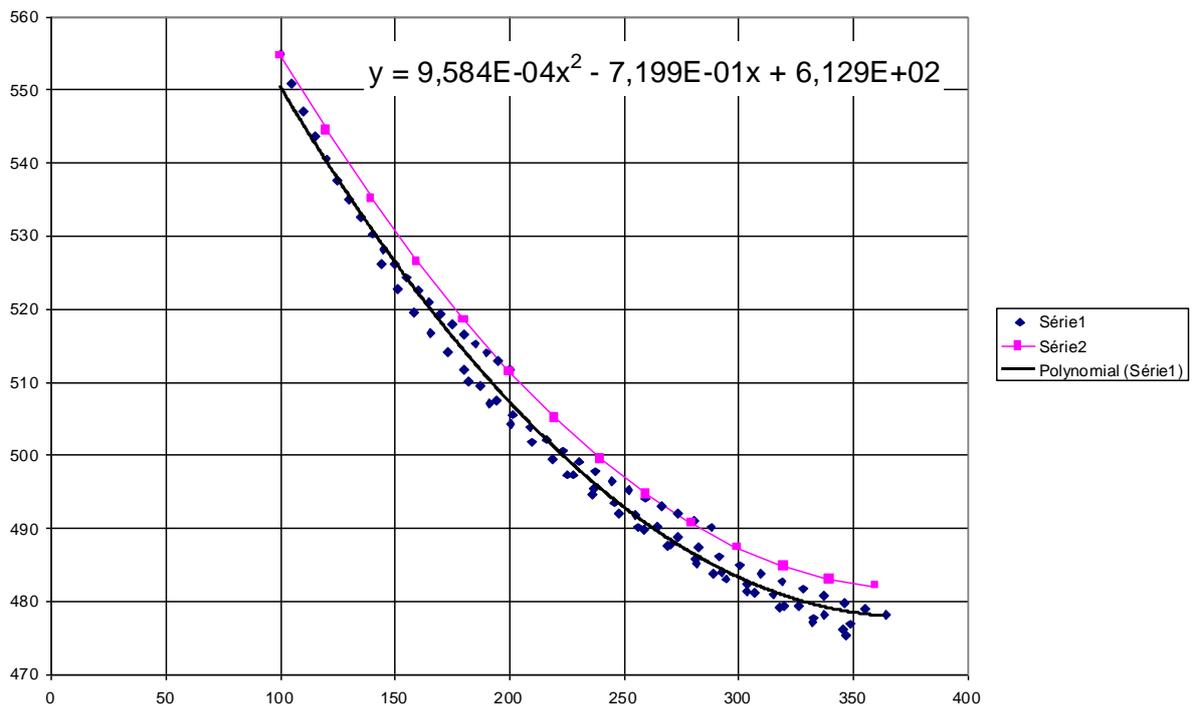
**Figure 7-3-5 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment d'habitation R+1 – Toiture « terrasse »



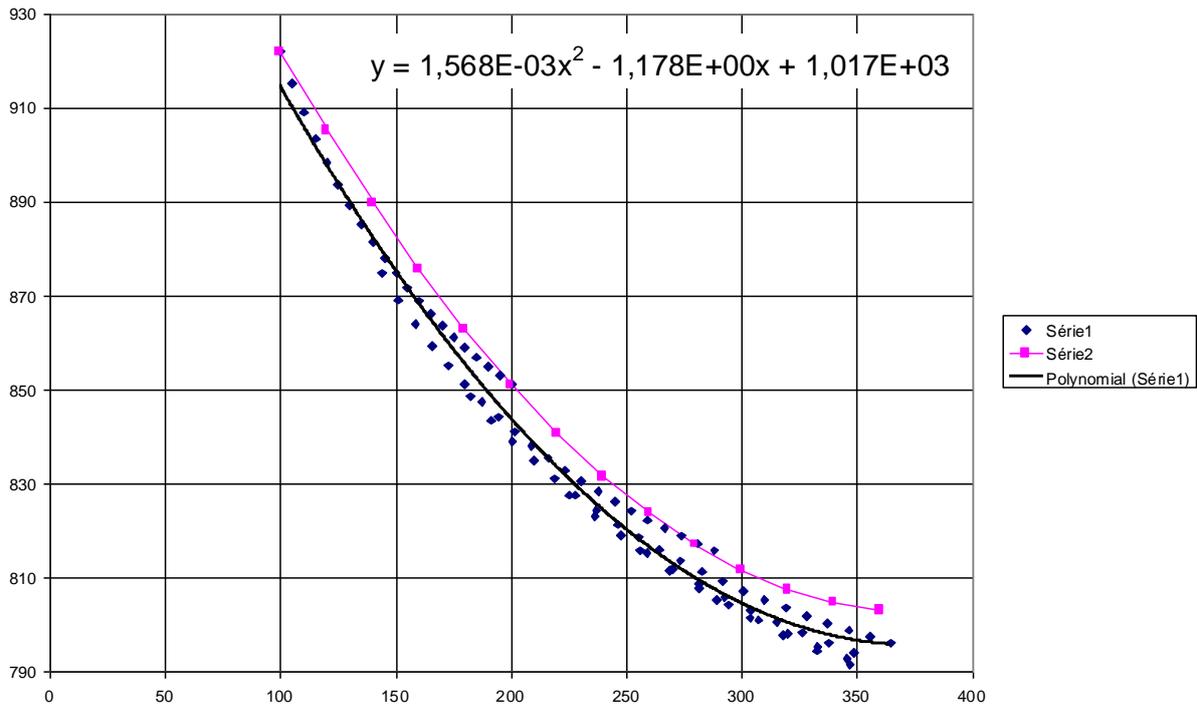
**Figure 7-3-6 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment d'habitation R+2 – Toiture « terrasse »



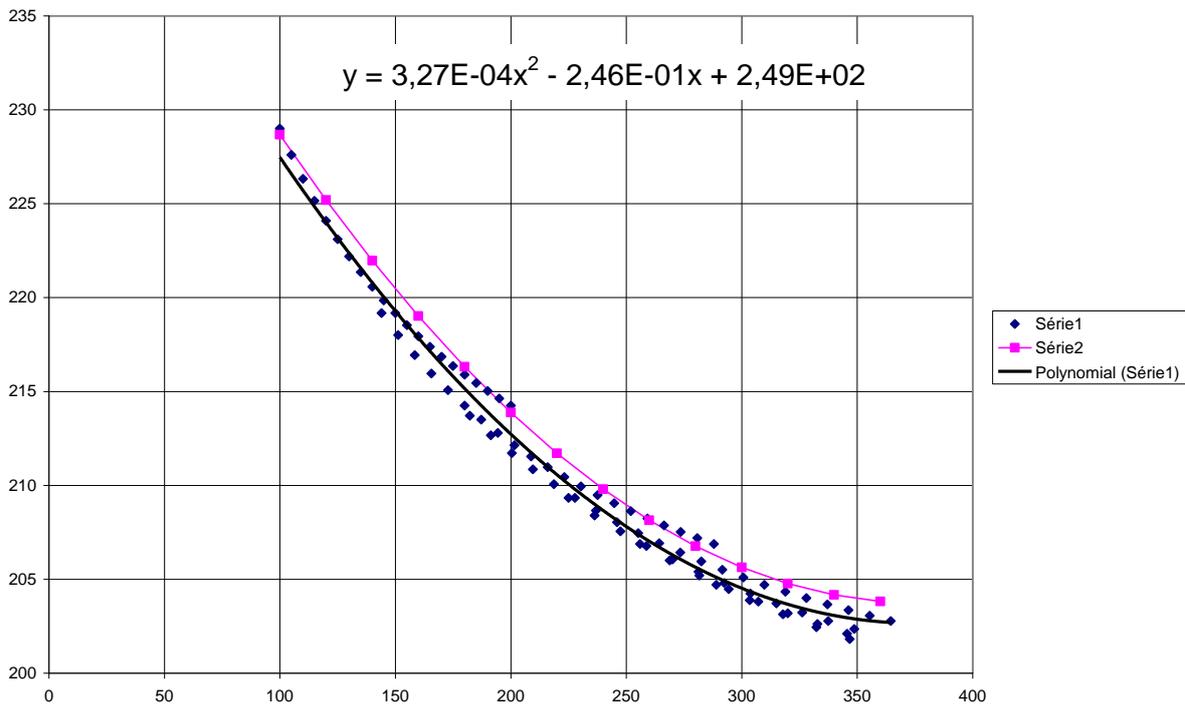
**Figure 7-3-7 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment de bureaux R+0 – couverture sur charpente



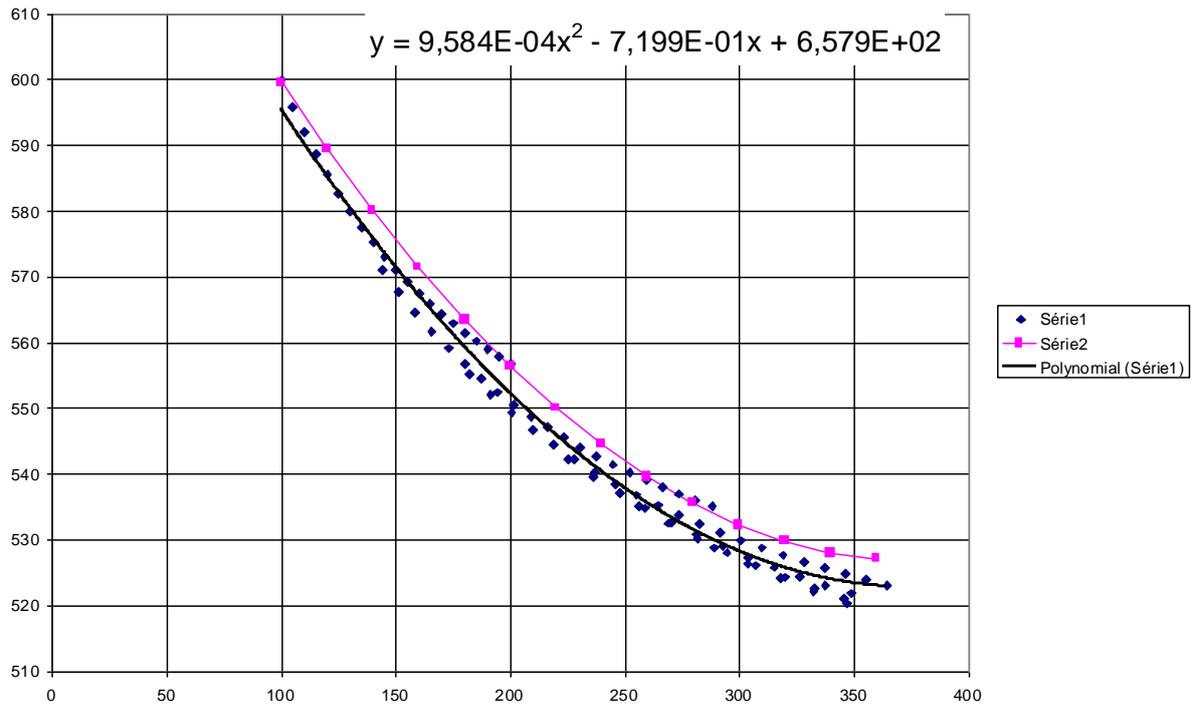
**Figure 7-3-8 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment de bureaux R+1 – couverture sur charpente



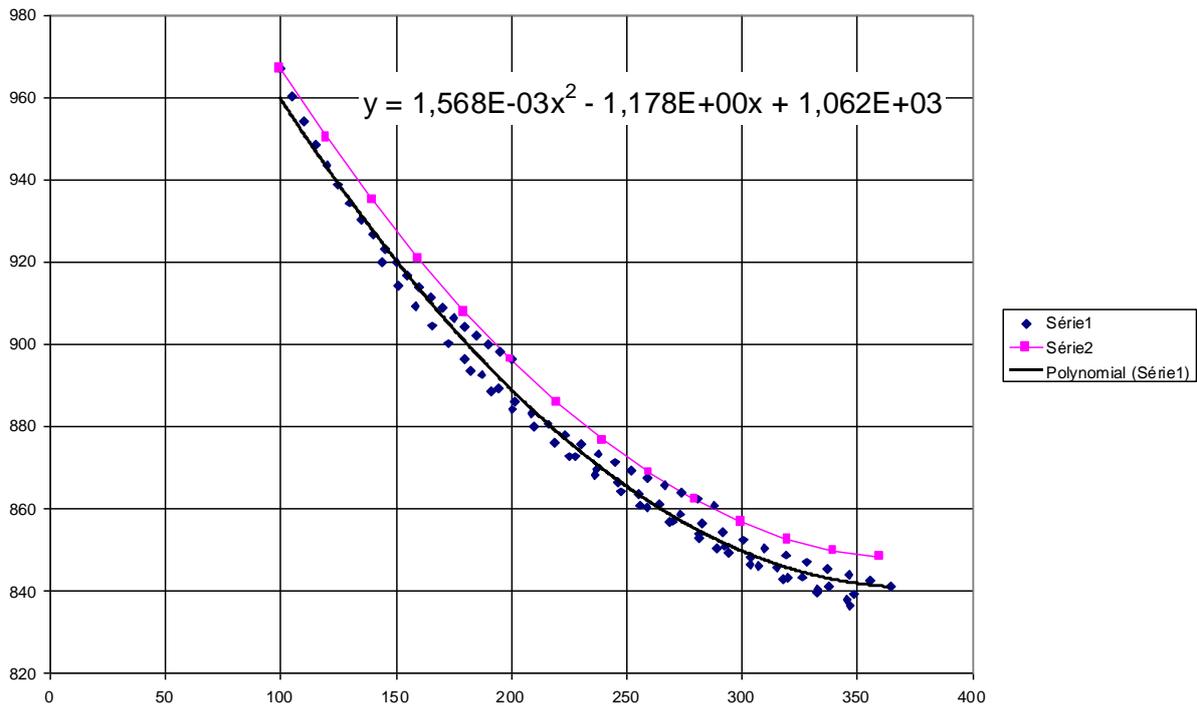
**Figure 7-3-9 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment de bureaux R+2 – couverture sur charpente



**Figure 7-3-10 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment de bureaux R+0 – couverture « terrasse »



**Figure 7-3-11 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment de bureaux R+1 – couverture « terrasse »



**Figure 7-3-12 :** Evaluation de la masse d'un bâtiment en construction en bois en fonction de son emprise au sol et de son nombre d'étages - Bâtiment de bureaux R+2 – couverture « terrasse »

## 7.4 Annexe 6-2 : Etude détaillée des distributions étudiées pour le calcul des coefficients de torsion

Les coefficients d'incidence de la torsion donnés dans le tableau 6-7 correspondent au maximum de l'incidence de la torsion pour l'ensemble des variations d'implantation des contreventements envisagés.

Longueur/largeur : L/l		distribution	distribution	distribution	distribution
min	Max	I	II	III	IV
1	2	1,15	1,43	1,56	1,58

**Rappel du tableau 6-7 : Incidence torsion par distribution en symétrie**

Pour chacune des configurations A8 à A52, présentées dans le tableau 7-4-1, on envisage plusieurs distributions plus ou moins symétriques des contreventements au sein d'une zone.

confi gura tions	direction X				direction Y			
	position des contreventements				position des contreventements			
	A	B	C	D	A	B	C	D
A8	60	40			60	40		
A9	60	40			70	30		
A10	60	40			80	20		
A11	70	30			60	40		
A12	70	30			70	30		
A13	70	30			80	20		
A14	80	20			60	40		
A15	80	20			70	30		
A16	80	20			80	20		
A17	50	50			60	40		
A18	50	50			70	30		
A19	50	50			80	20		
A20	40	60			60	40		
A21	40	60			70	30		
A22	40	60			80	20		
A23	30	70			60	40		
A24	30	70			70	30		
A25	30	70			80	20		
A26	20	80			60	40		
A27	20	80			70	30		
A28	20	80			80	20		
A29	50		50		60	40		
A30	50		50		70	30		
A31	50		50		80	20		
A32	40		60		60	40		
A33	40		60		70	30		
A34	40		60		80	20		
A35	30		70		60	40		
A36	30		70		70	30		
A37	30		70		80	20		
A38	20		80		60	40		
A39	20		80		70	30		
A40	20		80		80	20		
A41	50			50	60	40		
A42	50			50	70	30		
A43	50			50	80	20		
A44	40			60	60	40		
A45	40			60	70	30		
A46	40			60	80	20		
A47	30			70	60	40		
A48	30			70	70	30		
A49	30			70	80	20		
A50	20			80	60	40		
A51	20			80	70	30		
A52	20			80	80	20		

**Tableau 7-4-1 : Pourcentages de contreventements par zone et par direction couverts par le chapitre bois du guide**

Les tableaux suivants (7-4-2 à 7-4-4) présentent les valeurs de ce coefficient de torsion pour chacune des configurations envisagées. Ces trois tableaux sont différenciés par la valeur de l'élanement en plan du bâtiment.

confi gura tions	direction X				direction Y				distrib tion I	distrib tion II	distrib tion III	distrib tion IV
	position des contreventements				position des contreventements							
	A	B	C	D	A	B	C	D				
A8	60	40			60	40			1,085	1,216	1,306	1,384
A9	60	40			70	30			1,082	1,232	1,298	1,373
A10	60	40			80	20			1,079	1,248	1,291	1,362
A11	70	30			60	40			1,084	1,212	1,299	1,374
A12	70	30			70	30			1,080	1,227	1,292	1,364
A13	70	30			80	20			1,077	1,243	1,285	1,354
A14	80	20			60	40			1,082	1,231	1,293	1,365
A15	80	20			70	30			1,079	1,223	1,286	1,355
A16	80	20			80	20			1,076	1,238	1,285	1,346
A17	50	50			60	40			1,087	1,221	1,324	1,393
A18	50	50			70	30			1,084	1,237	1,310	1,382
A19	50	50			80	20			1,080	1,253	1,297	1,371
A20	40	60			60	40			1,089	1,226	1,401	1,404
A21	40	60			70	30			1,085	1,242	1,383	1,391
A22	40	60			80	20			1,082	1,258	1,366	1,380
A23	30	70			60	40			1,091	1,247	1,491	1,415
A24	30	70			70	30			1,087	1,247	1,468	1,401
A25	30	70			80	20			1,084	1,263	1,446	1,389
A26	20	80			60	40			1,093	1,283	1,598	1,426
A27	20	80			70	30			1,089	1,270	1,568	1,412
A28	20	80			80	20			1,085	1,269	1,541	1,399
A29	50		50		60	40			1,102	1,259	1,368	1,436
A30	50		50		70	30			1,097	1,276	1,356	1,420
A31	50		50		80	20			1,093	1,293	1,345	1,406
A32	40		60		60	40			1,108	1,276	1,392	1,460
A33	40		60		70	30			1,103	1,293	1,378	1,442
A34	40		60		80	20			1,098	1,310	1,365	1,426
A35	30		70		60	40			1,116	1,294	1,420	1,488
A36	30		70		70	30			1,109	1,312	1,403	1,467
A37	30		70		80	20			1,104	1,329	1,388	1,449
A38	20		80		60	40			1,124	1,316	1,452	1,520
A39	20		80		70	30			1,117	1,334	1,432	1,496
A40	20		80		80	20			1,110	1,351	1,414	1,474
A41	50			50	60	40			1,108	1,275	1,391	1,435
A42	50			50	70	30			1,102	1,292	1,377	1,418
A43	50			50	80	20			1,097	1,309	1,364	1,403
A44	40			60	60	40			1,117	1,297	1,424	1,461
A45	40			60	70	30			1,110	1,315	1,407	1,442
A46	40			60	80	20			1,105	1,332	1,392	1,425
A47	30			70	60	40			1,127	1,324	1,463	1,493
A48	30			70	70	30			1,119	1,341	1,442	1,470
A49	30			70	80	20			1,113	1,359	1,424	1,450
A50	20			80	60	40			1,139	1,356	1,511	1,532
A51	20			80	70	30			1,130	1,373	1,485	1,505
A52	20			80	80	20			1,122	1,390	1,462	1,481

**Tableau 7-4-2 : Coefficient d'incidence torsion**  
en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie  
pour un bâtiment dont le rapport longueur/largeur est proche de 1 :  $1 \leq L/l \leq 1,05$

confi gura tions	direction X				direction Y				distrib tion I	distrib tion II	distrib tion III	distrib tion IV
	position des contreventements				position des contreventements							
	A	B	C	D	A	B	C	D				
B8	60	40			60	40			1,1067	1,282	1,404	1,477
B9	60	40			70	30			1,101	1,299	1,389	1,457
B10	60	40			80	20			1,096	1,317	1,375	1,440
B11	70	30			60	40			1,105	1,278	1,398	1,469
B12	70	30			70	30			1,100	1,295	1,383	1,450
B13	70	30			80	20			1,095	1,313	1,370	1,433
B14	80	20			60	40			1,104	1,274	1,393	1,462
B15	80	20			70	30			1,098	1,291	1,378	1,443
B16	80	20			80	20			1,093	1,309	1,365	1,426
B17	50	50			60	40			1,108	1,286	1,411	1,485
B18	50	50			70	30			1,102	1,304	1,394	1,465
B19	50	50			80	20			1,097	1,321	1,380	1,446
B20	40	60			60	40			1,110	1,290	1,417	1,494
B21	40	60			70	30			1,104	1,308	1,400	1,472
B22	40	60			80	20			1,098	1,325	1,385	1,453
B23	30	70			60	40			1,111	1,295	1,423	1,503
B24	30	70			70	30			1,105	1,312	1,406	1,480
B25	30	70			80	20			1,100	1,330	1,390	1,461
B26	20	80			60	40			1,113	1,299	1,430	1,512
B27	20	80			70	30			1,107	1,317	1,412	1,489
B28	20	80			80	20			1,101	1,334	1,396	1,468
B29	50		50		60	40			1,120	1,317	1,457	1,516
B30	50		50		70	30			1,113	1,335	1,436	1,491
B31	50		50		80	20			1,106	1,352	1,418	1,470
B32	40		60		60	40			1,124	1,330	1,475	1,533
B33	40		60		70	30			1,117	1,347	1,453	1,507
B34	40		60		80	20			1,110	1,365	1,433	1,483
B35	30		70		60	40			1,129	1,343	1,496	1,552
B36	30		70		70	30			1,121	1,361	1,471	1,523
B37	30		70		80	20			1,114	1,378	1,449	1,498
B38	20		80		60	40			1,135	1,358	1,518	1,572
B39	20		80		70	30			1,126	1,375	1,490	1,541
B40	20		80		80	20			1,118	1,393	1,466	1,513
B41	50			50	60	40			1,124	1,329	1,475	1,512
B42	50			50	70	30			1,116	1,347	1,452	1,487
B43	50			50	80	20			1,110	1,364	1,432	1,465
B44	40			60	60	40			1,130	1,345	1,499	1,530
B45	40			60	70	30			1,122	1,363	1,473	1,502
B46	40			60	80	20			1,114	1,380	1,451	1,479
B47	30			70	60	40			1,137	1,363	1,526	1,550
B48	30			70	70	30			1,127	1,381	1,497	1,520
B49	30			70	80	20			1,119	1,398	1,473	1,494
B50	20			80	60	40			1,144	1,383	1,556	1,572
B51	20			80	70	30			1,134	1,400	1,524	1,539
B52	20			80	80	20			1,125	1,417	1,496	1,510

**Tableau 7-4-3 : Coefficient d'incidence torsion**  
en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie  
pour un bâtiment dont le rapport longueur/largeur est allant jusqu'à 1,5 :  $1,5 < L/l \leq 1,5$

confi gura tions	direction X				direction Y				distrib tion I	distrib tion II	distrib tion III	distrib tion IV	distrib tion V
	position des contreventements				position des contreventements								
	A	B	C	D	A	B	C	D					
C8	60	40			60	40			1,12004	1,326	1,472	1,535	1,871
C9	60	40			70	30			1,113	1,344	1,449	1,508	1,711
C10	60	40			80	20			1,106	1,361	1,429	1,484	1,584
C11	70	30			60	40			1,119	1,323	1,467	1,529	1,861
C12	70	30			70	30			1,112	1,341	1,445	1,502	1,704
C13	70	30			80	20			1,105	1,358	1,426	1,479	1,578
C14	80	20			60	40			1,118	1,320	1,463	1,523	1,852
C15	80	20			70	30			1,111	1,338	1,441	1,497	1,697
C16	80	20			80	20			1,104	1,355	1,422	1,475	1,573
C17	50	50			60	40			1,121	1,329	1,477	1,541	1,881
C18	50	50			70	30			1,114	1,347	1,454	1,513	1,718
C19	50	50			80	20			1,107	1,365	1,433	1,489	1,589
C20	40	60			60	40			1,122	1,332	1,482	1,547	1,891
C21	40	60			70	30			1,115	1,350	1,458	1,519	1,725
C22	40	60			80	20			1,108	1,368	1,437	1,494	1,595
C23	30	70			60	40			1,124	1,335	1,487	1,554	1,901
C24	30	70			70	30			1,116	1,353	1,462	1,524	1,733
C25	30	70			80	20			1,109	1,371	1,441	1,499	1,600
C26	20	80			60	40			1,125	1,339	1,492	1,560	1,912
C27	20	80			70	30			1,117	1,357	1,467	1,530	1,741
C28	20	80			80	20			1,110	1,374	1,445	1,504	1,606
C29	50		50		60	40			1,129	1,352	1,511	1,560	1,953
C30	50		50		70	30			1,121	1,369	1,484	1,529	1,770
C31	50		50		80	20			1,113	1,387	1,460	1,503	1,628
C32	40		60		60	40			1,132	1,360	1,524	1,571	1,981
C33	40		60		70	30			1,123	1,378	1,495	1,539	1,790
C34	40		60		80	20			1,115	1,395	1,471	1,511	1,643
C35	30		70		60	40			1,136	1,370	1,538	1,583	2,010
C36	30		70		70	30			1,126	1,387	1,508	1,549	1,811
C37	30		70		80	20			1,118	1,404	1,481	1,520	1,658
C38	20		80		60	40			1,139	1,379	1,553	1,596	2,042
C39	20		80		70	30			1,129	1,397	1,520	1,560	1,834
C40	20		80		80	20			1,121	1,414	1,493	1,529	1,674
C41	50			50	60	40			1,132	1,360	1,524	1,555	1,979
C42	50			50	70	30			1,123	1,378	1,495	1,524	1,789
C43	50			50	80	20			1,115	1,395	1,470	1,497	1,642
C44	40			60	60	40			1,136	1,371	1,540	1,565	2,015
C45	40			60	70	30			1,127	1,388	1,509	1,533	1,814
C46	40			60	80	20			1,118	1,406	1,483	1,505	1,660
C47	30			70	60	40			1,140	1,383	1,558	1,577	2,053
C48	30			70	70	30			1,130	1,400	1,525	1,543	1,841
C49	30			70	80	20			1,121	1,417	1,497	1,513	1,680
C50	20			80	60	40			1,145	1,395	1,577	1,590	2,094
C51	20			80	70	30			1,134	1,412	1,541	1,553	1,870
C52	20			80	80	20			1,125	1,429	1,511	1,522	1,701

**Tableau 7-4-4 : Coefficient d'incidence torsion**  
en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie  
pour un bâtiment dont le rapport longueur/largeur est allant jusqu'à 2 :  $1,5 < L/l \leq 2$