

# Bredering des éléments de bât antillais – Phase Bredering Bredering Bredering Bredering Août 2012





## Développement de surfaces de fragilité pour des éléments de bâti antillais – Phase 1

Rapport final

BRGM/RP-61425-FR Août 2012

Étude réalisée dans le cadre des projets de Service public du BRGM 2011 – 2012

Convention MEDDE/BRGM 2011 n° 2100472261

P. Gehl, J. Abad, M. Belvaux, D. Bertil

Vérificateur :

Nom : J. Douglas

Date :

Signature :

Original signé le 21/08/12

Approbateur :

Nom : E. Foerster

Date :

Signature :

Original signé le 03/09/12

En l'absence de signature, notamment pour les rapports diffusés en version numérique, l'original signé est disponible aux Archives du BRGM.

Le système de management de la qualité du BRGM est certifié AFAQ ISO 9001:2008.



Mots clés : vulnérabilité, risque sismique, maçonnerie, béton armé, Martinique, Guadeloupe

En bibliographie, ce rapport sera cité de la façon suivante :

**Gehl P., Abad J., Belvaux M., Bertil D.** (2012) – Développement de surfaces de fragilité pour des éléments de bâti antillais – Phase 1. Rapport BRGM/RP-61425-FR, 84 p., 27 fig.

© BRGM, 2012, ce document ne peut être reproduit en totalité ou en partie sans l'autorisation expresse du BRGM.

## **Synthèse**

Le présent rapport détaille les résultats obtenus dans le cadre de l'opération de Service Public « Développement de surfaces de fragilité pour des éléments de bâti antillais – Phase 1 » (convention MEDDE – BRGM 2011 n° 2100472261). L'objectif de l'étude consiste à proposer une méthodologie pour développer des surfaces de fragilité analytiques pour une typologie de bâtiments caractéristiques des Antilles (Martinique et Guadeloupe). Le projet repose sur les résultats acquis dans le cadre d'études précédentes : les projets de recherche VEDA et EVSiM (respectivement les programmes ARN-CATTELL 2005 et ANR-PGCU 2007) et un projet de Service Public (convention MEDDE-BRGM 2009). L'innovation principale par rapport aux études précédentes repose sur une sélection d'un jeu d'accélérogrammes au rocher qui soient compatibles avec le contexte sismotectonique de la zone d'intérêt, ainsi que l'intégration des phénomènes d'amplification de site caractéristiques des Antilles. Le soin apporté à la prise en compte des spécificités de l'aléa doit en effet faire apparaître des différences notables en termes d'amplitude, de durée ou de contenu fréquentiel des signaux d'entrée : cela pourra ainsi mettre en perspective les apports des surfaces de fragilité par rapport aux courbes classiques pour une évaluation précise de la vulnérabilité des structures.

Il a été décidé de découper cette étude en deux phases distinctes, la première se consacrant à la réalisation de l'ensemble des tâches préliminaires (identification et modélisation des structures-types, sélection des accélérogrammes, modélisation des colonnes de sol) dans le but de disposer de tous les éléments nécessaires pour mener les analyses dynamiques et développer les surfaces de fragilités (objectif de la phase 2 – convention MEDDE – BRGM 2011 n° 2100610898). Cette phase 1 consiste donc à préparer indépendamment les parties « structures » et « aléa » de l'étude, lesquelles seront assemblées durant la phase 2.

Concernant la partie « structures », une première tâche consiste à identifier les caractéristiques mécaniques et géométriques de la typologie envisagée : villas individuelles réalisées en auto-construction (généralement constructions mixtes avec cadres en béton armé ou pilotis au rez-de-chaussée et maçonnerie chaînée au second niveau). Quatre variantes de modèles autour de cette typologie vulnérable sont proposées (avec ou sans étage souple, présence ou non de forme irrégulière en plan) et sont modélisées avec le code Tremuri, qui est particulièrement adapté à l'analyse des constructions en maçonnerie. Des analyses en poussée progressive sont alors réalisées sur les modèles pour estimer leur ductilité et les limites des niveaux de dommages selon l'échelle EMS-98, en prenant pour mesure d'endommagement le drift inter-étage transitoire maximal. Ces calculs préliminaires sont complétés par des analyses modales qui permettent d'identifier les périodes des modes dominants et les phénomènes de torsion inhérents à certains modèles.

Afin de préparer les analyses dynamiques à mener durant la phase 2, il est également procédé à une sélection d'un jeu d'accélérogrammes qui soit suffisamment varié et conforme au contexte sismotectonique de la zone d'étude. Dans un premier temps, à

partir des résultats de calculs d'aléa probabiliste aux Antilles (Martin et al., 2002), on procède à une désagrégation des sources sismiques en fixant les villes de Fort-de-France et de Pointe-à-Pitre comme lieux de référence. Les zones de sources avec les plus fortes contributions à l'aléa sont retenues pour différents types de séismes (superficiels, subduction inter-plaque ou intra-plaque) et les couples magnitudedistance correspondants sont utilisés comme critères pour sélectionner les accélérogrammes adéquats : un total de 300 signaux au rocher est sélectionné, c'està-dire 150 pour la Guadeloupe et 150 pour la Martinique. Afin de prendre en compte les effets de site spécifiques, 3 colonnes de sol génériques (altérites, vases et mangroves) sont identifiées et modélisées avec le code CyberQuake<sup>®</sup>. Chaque accélérogramme au rocher est alors amplifié par chaque colonne de sol : cette étape finale de transformation permet donc de disposer de 300 x 4 = 1 200 signaux d'entrée. Enfin, les paramètres sismiques de chacun de ces accélérogrammes sont détaillés en annexe.

## Sommaire

1.	Introduction	10
2.	Sélection des structrures-types	13
	2.1. LES VILLAS « EN DUR » D'AUTO-CONSTRUCTION 2.1.1. Démarche de caractérisation de la typologie	13 15
3.	Construction et analyse des modèles structuraux	17
	3.1. MODELISATION AVEC LE CODE TREMURI	17
	<ul><li>3.2. MODELISATION DES 4 STRUCTURES-TYPES</li><li>3.2.1. Modèle 1</li><li>3.2.2. Modèle 2</li></ul>	18 22 25
	3.2.3. Modèle 3 3.2.4. Modèle 4	28 30
	<ul> <li>3.3. ANALYSE STATIQUE ET NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT</li></ul>	33 34 35 36 37
	3.4. ANALYSE MODALE 3.4.1. Modèle 1 3.4.2. Modèle 2 3.4.3. Modèle 3 3.4.4. Modèle 4	38 39 40 41 42
4.	Sélection des accélérogrammes à partir des zones-sources	45
	4.1. DESAGREGATION DES SOURCES A PARTIR DE L'ALEA PROBABILISTE	45
	<ul><li>4.2. ANALYSES DYNAMIQUES PRELIMINAIRES</li><li>4.3. CRITERES DE SELECTION RETENUS ET GENERATION D'UNE BASE D'ACCELEROGRAMMES</li></ul>	49 52
5.	Amplification de site pour les accélérogrammes au rocher	55
	5.1. MODELISATION DE COLONNES DE SOL GENERIQUES	55

	5.1.1.Sélection de types de sols caractéristiques	
	5.1.2. Modélisation avec l'outil CyberQuake®	
	5.1.3. Fonctions de transfert	57
	5.2. GENERATION D'UNE BASE D'ACCELEROGRAMMES AVEC AMPLIFICATION DE SITE	59
6.	Conclusions	61
7.	Bibliographie	63

### Liste des illustrations

Figure 1: Maison en maçonnerie chainée en construction	13
Figure 2: a) Maison avec rez-de-chaussée complètement transparent. b) Maison avec rez-de-chaussée presque totalement transparent et descente de chages non-concourante.c) Maison avec rez-de-chaussée totalement transparent et porte-à-faux prononcé. d) Maison où le rez-de-chaussée transparent est en train d'être rempli avec de la maçonnerie a posteriori.	14
Figure 3 : Modes de défaillance de la maçonnerie : (a) balancement-flexion), (b) glissement-cisaillement et (c) fissuration diagonale-cisaillement (Magenes et al., 2000)	17
Figure 4 : Exemple de paroi ; structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu	18
Figure 5: Section type chainage vertical	20
Figure 6: Section type colonne	20
Figure 7: Section type poutre en direction x/chainage horizontal	21
Figure 8: Section type poutre en direction y	21
Figure 9: Schéma du modèle 1	22
Figure 10: Vue en plan du modèle 1	23
Figure 11: Schéma du modèle 2	25
Figure 12: Vue en plan du modèle 2	26
Figure 13: Schéma du modèle 3	28
Figure 14: Vue en plan du modèle 3	28
Figure 15: Schéma du modèle 4	30
Figure 16: Vue en plan du modèle 4	31
Figure 17: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 1; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire	34
Figure 18: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 2; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire	35

Figure 19: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 3; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire	36
Figure 20: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 4; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire	37
Figure 21: Vue en coupe des sources de sismicité à proximité de la Guadeloupe (Martin et al., 2002)	46
Figure 22: Vue de coupe des sources de sismicité à proximité de la Martinique (Martin et al., 2002)	47
Figure 23: Corrélations drift - PGA pour les 4 modèles et les 3 types de zones sources	50
Figure 24: Corrélations drift - SD(0.1s) pour les 4 modèles et les 3 types de zones sources	50
Figure 25: Corrélations drift - SD(1.0s) pour les 4 modèles et les 3 types de zones sources	51
Figure 26: Répartition des couples magnitude-distance retenus en fonction des zones sources, pour la séléction des accélérogrammes pour la Guadeloupe	53
Figure 27: Répartition des couples magnitude-distance retenus en fonction des zones sources, pour la séléction des accélérogrammes pour la Martinique	54
Figure 28: Fonctions de transfert des colonnes de sol génériques retenues.	58
Tableau 1: Modèles des parois du modèle 1 (structures en béton en gris, « piers » en	

rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)	25
Tableau 2: Modèles des parois du modèle 2 (structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)	27
Tableau 3:Modèles des parois du modèle 3 (structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)	30
Tableau 4: Modèles des parois du modèle 4 (structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)	33
Tableau 5: Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage du modèle 1 (duy=du*0.9 – dy*0.7) d'après Milutinovic & Trendafilosky (2003).	35
Tableau 6:Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage du modèle 2 (duy=du*0.9 – dy*0.7) d'après Milutinovic & Trendafilosky (2003)	36
Tableau 7: Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage du modèle 3 (duy=du*0.9 – dy*0.7) d'après Milutinovic & Trendafilosky (2003).	37
Tableau 8: Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage du modèle 4 (duy=du*0.9 – dy*0.7) d'après Milutinovic & Trendafilosky (2003).	38
Tableau 9: Résultats de l'analyse modale du modèle 1 (10 premiers modes)	39
Tableau 10 : Déformée (vue en plan et paroi 1) des deux premiers modes du modèle 1 selon la direction x	40

Tableau 11: Résultats de l'analyse modale du modèle 2 (10 premiers modes)40
Tableau 12: Déformée (vue en plan et paroi 1) des deux premiers modes du modèle 2selon la direction x41
Tableau 13: Résultats de l'analyse modale du modèle 3 (10 premiers modes) 42
Tableau 14: Déformée (vue en plan et paroi 1) des deux premiers modes du modèle 3selon la direction x42
Tableau 15 : Résultats de l'analyse modale du modèle 4 (10 premiers modes)43
Tableau 16: Déformée (vue en plan, paroi 1 et paroi 3) des deux premiers modes dumodèle 4 selon la direction x44
Tableau 17: Contribution relative des types de zones sources pour les deux sitesconsidérés (Pointe-à-Pitre et Fort-de-France), en considérant une probabilité dedépassement de 100 mg46
Tableau 18: Contribution relative des principales zones sources et couples magnitude- distance associés       48
Tableau 19 : Caractéristiques de la colonne de sol type « mangroves épaisses »
Tableau 20 : Caractéristiques de la colonne de sol type « vases peu épaisses »56
Tableau 21 : Caractéristiques de la colonne de sol type « altérites »57
Tableau 22: Informations de magnitude et distance pour les 300 accélérogrammesséléctionnés72
Tableau 23: Métadonnées sur les accélérogrammes naturels sélectionnés à partir de la base de données d'Imperial College (e.g. Ambraseys et al., 2004 ; Douglas et al., 2004)77

### Liste des annexes

Annexe 1	Caractéristiques des séismes sélectionnés	35
Annexe 2	Paramètres de mouvement fort des accélérogrammes au rocher	79
Annexe 3 sols	Paramètres de mouvement fort des accélérogrammes selon les types de	31

## 1. Introduction

Alors que la récente évolution de la réglementation parasismique et l'application des règles de construction des Eurocodes 8 permettent une protection accrue des constructions neuves contre les secousses sismiques, le cas du bâti courant existant reste problématique dans la mesure où une estimation précise de sa vulnérabilité est sujette à de nombreuses incertitudes (respect ou non des règles parasismiques, qualité variable de la maîtrise d'œuvre, disparités dans les typologies...). Dans ce contexte, il apparaît essentiel de concentrer les efforts sur une meilleure connaissance des bâtiments d'habitation courante en France et sur le développement de méthodes permettant d'évaluer avec précision la vulnérabilité de ces structures existantes. Le développement récent de fonctions de fragilité exprimant la probabilité d'endommagement en fonction de plusieurs paramètres sismiques (i.e. surfaces de fragilité) constitue à ce titre une approche intéressante pour réduire les incertitudes liées à la représentation de l'agression sismique.

Dans le cadre de cette étude, il est donc proposé de développer l'approche par surfaces de fragilité via des analyses dynamiques non-linéaires, en l'appliquant à une typologie de bâtiments particulièrement vulnérables caractéristiques des Antilles : des villas « en dur » le plus souvent réalisées en auto-construction. Le projet est découpé en 2 phases distinctes, les étapes de calculs dynamiques et de construction des surfaces de fragilité n'intervenant qu'en phase 2. Cette partition permet de se concentrer dans la phase 1 sur deux points essentiels, qui vont conditionner la suite de l'étude :

- Analyse de la typologie visée et développement de modèles structurels adaptés pour les bâtiment-types retenus (sections 2 et 3).
- Sélection d'un jeu d'accélérogrammes qui seront utilisés comme signaux d'entrée dans les analyses dynamiques (sections 4 et 5).

La typologie de villas réalisées en auto-construction a été retenue en raison de sa vulnérabilité importante et du relatif manque d'informations autour de ce mode constructif, permettant ainsi de faire progresser l'état des connaissances. Après l'identification de quelques structures-types sur la base de rapports et de compterendus de visites de terrain antérieures au projet, les bâtiments sont modélisés en utilisant le code Tremuri. Une série de calculs préliminaires (analyse en poussée progressive, analyse modale) sont alors menés pour calibrer les modèles et fournir des éléments de base nécessaires à la conduite des analyses dynamiques : niveaux d'endommagement, périodes dominantes, coefficients d'amortissement...

En parallèle, la phase de sélection des accélérogrammes repose sur une prise en compte approfondie du contexte sismotectonique des Antilles : il est procédé à une désagrégation des sources sismiques et à l'identification de couples magnitudedistance adéquats, qui sont utilisés pour la sélection des signaux. En effet, la spécificité de chaque zone source en termes de profondeur, distance ou magnitude et l'amplification du signal en fonction des types de sols va engendrer des caractéristiques différentes au niveau des signaux d'entrée (amplitude, durée, contenu fréquentiel...) : ainsi le développement de surfaces de fragilité pour un contexte spécifique permettra de mettre en évidence des différences importances dans l'estimation des probabilités d'endommagement, par rapport à des courbes de fragilité usuelles exprimées uniquement en fonction du PGA ou de l'intensité macrosismique.

## 2. Sélection des structures-types

#### 2.1. LES VILLAS « EN DUR » D'AUTO-CONSTRUCTION

Cette étude vise à se concentrer sur les maisons des aires résidentielles aux Antilles Françaises. Il s'agit d'une typologie de bâtiment issue en grande partie de l'autoconstruction, une évolution des anciennes maisons en bois avec des nouveaux matériaux.

La technique de construction la plus courante est la construction mixte : l'étage inférieur est d'abord réalisé avec un système de cadres rigides de poteaux et poutres en béton armé, en laissant les bouts des aciers d'armature nus dépasser la surface quand le béton du plancher est coulé. Des murs en béton ou des remplissages en maçonnerie entre les poteaux peuvent être aussi ajoutés selon le besoin, pendant la construction ou après : par exemple, pour le soutènement d'une rupture de pente dans le terrain ou la construction d'une pièce supplémentaire au rez-de-chaussée.

Ensuite, l'étage supérieur est exécuté en maçonnerie chainée, la continuité entre les deux parties étant assurée par une connexion entre les aciers nus du premier niveau et les aciers de chainage de la superstructure. Du fait de la technique d'auto-construction, il y a parfois des grands écarts entre les dates de construction des différents étages, au fur et à mesure que le propriétaire trouve les moyens économiques ou la disponibilité pour continuer le projet.



Figure 1: Maison en maçonnerie chainée en construction

La disposition de l'étage inférieur de ce type de maison est influencée par le relief et le climat antillais : les poteaux constituent une façon économique d'édifier une surface

horizontale sur un terrain en pente sans devoir entrainer des procédures couteuses de remblai ou déblai. En plus, ces pilotis entiers ou partiels protègent la maison contre les dégâts causés par les fortes pluies et offrent un espace à l'abri, ou à l'ombre selon le besoin. Très souvent, cet espace est également utilisé comme garage et l'espacement entre les poteaux est choisi pour permettre l'entrée de voitures. Néanmoins, cela signifie que ces maisons sont fondées sur un étage presque totalement transparent, avec de possibles asymétries au niveau de la rigidité selon la présence ou non de murs et remplissages. Une autre conséquence est parfois l'apparition de différences importantes dans la longueur des poteaux suivant la pente, pouvant donner lieu même à des « poteaux courts » : c'est-à-dire des poteaux qui seraient trop courts pour se comporter comme des éléments en flexion et subiraient une défaillance en cisaillement précoce en cas de chargement horizontal. Il s'agit en général d'une disposition structurelle particulièrement vulnérable aux mouvements sismiques.



Figure 2: a) Maison avec rez-de-chaussée complètement transparent. b) Maison avec rez-dechaussée presque totalement transparent et descente de chages non-concourante.c) Maison avec rez-de-chaussée totalement transparent et porte-à-faux prononcé. d) Maison où le rez-dechaussée transparent est en train d'être rempli avec de la maçonnerie a posteriori.

Quant aux étages supérieurs, la maçonnerie chainée constitue une façon très rapide et économique de créer des espaces fermés. Les structures en maçonnerie chainée se composent de plusieurs murs de maçonnerie qui portent les charges gravitaires du bâtiment. Ces murs sont entourés d'un chainage en béton armé, coulé après les murs,

dont les aciers aident à porter les efforts de traction qui peuvent être engendrés dans la structure. A la différence des bâtiments avec des cadres en béton et remplissages en maçonnerie, les éléments de maçonnerie dans les bâtiments en maçonnerie chainée sont des éléments structurels ; le béton n'est pas rajouté pour porter le poids de la structure mais uniquement pour assurer un contact continu entre le chainage et la maçonnerie. Cela permet d'épargner des dépenses en béton et réduit aussi l'effort de coffrage, car le béton est coulé directement sur les bords des panneaux en maçonnerie.

Les maçonneries chainées, si elles sont correctement dimensionnées, peuvent constituer une solution tout à fait adaptée au risque sismique, comme expliqué dans le Guide CP-MI Antilles : la principale source de vulnérabilité dans les maisons visées par cette étude se situe généralement au niveau de l'étage inférieur. Néanmoins, il est nécessaire que le chainage soit correctement mis en place, surtout lorsque des ouvertures sont présentes dans les murs (portes, fenêtres). Ces chainages autour des ouvertures sont souvent absents dans les structures anciennes, mais de plus en plus présentes dans les maisons récentes.

Au niveau des caractéristiques spécifiques aux étages supérieurs, on rencontre généralement une configuration de terrasses et galeries couvertes sur un ou deux côtés du bâtiment, souvent formant un L. Ces galeries, réalisées en cadres de béton armé transparents, constituent une source d'asymétrie dans le comportement de la structure, jusqu'à créer un angle affaibli dans le cas des configurations en L. Ces dispositions très répandues sont donc propices à des modes d'endommagement où intervient la torsion.

#### 2.1.1. Démarche de caractérisation de la typologie

Une conséquence de l'auto-construction réside dans la difficulté à caractériser les dispositions constructives et les caractéristiques mécaniques des matériaux employés. Il n'existe pas, à notre connaissance, d'archive ou renseignement des matériaux et des modes de construction que l'on peut consulter pour trouver ces informations. Aucune mission de recueil de données ou de mesure de ces paramètres dans des bâtiments sur place n'était envisagée au sein de l'étude. Une démarche pour demander aux experts locaux engagée en collaboration avec le client a été peu fructueuse : l'auto-construction, par définition, n'est pas le métier des professionnels de la construction et bureaux de contrôle.

Au sein du BRGM, plusieurs missions caractérisant la vulnérabilité constructive antillaise ont déjà eu lieu au cours des dernières années. Un nombre important d'observations architecturelles et de données photographiques sont donc disponibles, mais pas de renseignements sur les caractéristiques mécaniques des matériaux employés dans la typologie concernant cette étude. On a capitalisé ces informations pour proposer les quatre géométries présentées dans la section 3.

Aussi bien pour les dispositions constructives que pour les matériaux de construction, la référence principale pour cette étude a été le document « Essais de résistance des trumeaux de contreventement en maçonneries dans le cadre de l'élaboration du guide

CP-MI Antilles » réalisé par GEOMAT Antilles avec la participation de CSTB, Rincent BTP, SOCOTEC Antilles, AFPS, CERIB, SAERT, SOMATCO, BET Hauss, et Poterie des Trois Ilets. Il s'agit d'une série d'essais sur plusieurs dispositions de murs en maçonnerie chainée considérées représentatives des constructions antillaises, qui ont été soumises à des chargements horizontaux afin de pouvoir garantir leur utilité en matière de comportement parasismique. Malheureusement, le rapport disponible chez les clients, les DEAL de Guadeloupe et Martinique, ne contient qu'une description sommaire des essais et des résultats.

## 3. Construction et analyse des modèles structuraux

#### **3.1. MODELISATION AVEC LE CODE TREMURI**

Parmi les codes de calcul disponibles, on a retenu Tremuri (Lagomarsino et al., 2006) parce qu'il offre des modèles de macroéléments en maçonnerie avec chainage et reproduit les modes de défaillance principaux de ces structures (Figure 3) tout en étant aussi capable de modéliser des éléments en béton armé. Ce modèle de macroélement a été développé par Gambarotta & Lagomarsino (1996), puis modifié par Penna (2002) et Galasco et al. (2006). Le code Tremuri présente aussi l'avantage de prendre en compte de manière systématique les ouvertures dans les murs de maçonnerie.



Figure 3 : Modes de défaillance de la maçonnerie : (a) balancement-flexion), (b) glissementcisaillement et (c) fissuration diagonale-cisaillement (Magenes et al., 2000).

Les éléments en maçonnerie sont divisés en « piers » (éléments verticaux), « spandrels » (éléments horizontaux) ou éléments rigides selon le rôle qu'ils jouent dans la structure. Les « piers » jouent le rôle de poteaux et portent les efforts gravitaires dans leur axe ; en cas de séisme, ils subissent des variations des forces horizontales aux extrémités de l'élément. Les « spandrels » jouent le rôle de poutres et agissent en flexion pour porter la structure ; un séisme induit des variations des efforts axiaux dans ces éléments. Finalement, les éléments rigides se situent aux zones qui ont tendance à rester non endommagées lors d'un séisme. Dans un mur avec ouverture, on retrouve des « piers » à droite et gauche des portes et fenêtres, des « spandrels » au-dessus et en dessous et des éléments rigides aux coins.



Figure 4 : Exemple de paroi ; structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu

Les « piers » et « spandrels » sont modélisés comme des poutres avec un comportement bilinéaire en flexion et en cisaillement, une dégradation de la rigidité dans le domaine plastique et une rigidité de déchargement suivant la sécante. La ductilité est contrôlée par la définition d'un drift maximal en flexion et en cisaillement, au-delà duquel l'élément est enlevé et le calcul de l'analyse globale continue sans altération (Lagomarsino et al., 2008).

Quant aux éléments en béton armé, ils sont modélisés selon un comportement élastique-plastique parfait avec résistance limitée. La plasticité est concentrée aux extrémités des éléments. Des interactions moment-force axiale sont prises en compte pour évaluer l'apparition de rotules plastiques suivant une défaillance ductile par flexion avec des simplifications pour les interactions entre moments dans plusieurs directions, comme peut être le cas des colonnes. Des modes de défaillance fragiles par cisaillement, traction ou compression sont aussi évalués. Une fois qu'un élément rentre en défaillance, il ne contribue plus au comportement horizontal du système, mais continue à porter des efforts verticaux. Il est à noter également que des phénomènes mécaniques de deuxième ordre, du type  $P-\Delta$ , ne sont pas pris en compte.

Dans le cadre d'un précédent projet en collaboration avec le MEDDE (convention MEDDE-BRGM 2009), le code Tremuri a été présenté plus en détail, au sein de deux rapports publics (Gehl et al. 2010 ; Gehl & Sy, 2010).

#### **3.2. MODELISATION DES 4 STRUCTURES-TYPES**

Les quatre structures-type choisies se composent d'une série d'éléments communs, inspirés dans la mesure du possible de la série d'essais de GEOMAT Antilles. Il est à noter que les caractéristiques mécaniques et géométriques proposées dans cette étude sont des valeurs indicatives et sont généralement soumises à une importante variabilité en fonction de la qualité de mise en œuvre, par exemple. Des études de sensibilité ont cependant conclu que l'introduction d'incertitudes sur les propriétés des matériaux n'a pas une influence déterminante sur les fonctions de fragilités (e.g. Seyedi et al, 2012 ; Gehl et al., 2010b) : dans le cadre de cette étude, il a donc été

choisi de ne considérer que des valeurs déterministes pour les paramètres matériaux, et de se concentrer plutôt sur les variations structurelles au sein d'une même typologie (i.e. étude de plusieurs modèles structuraux semblables mais différents).

#### Géométrie :

- Hauteur de chaque étage : H = 2.8 m
- Longueur des murs et poutres selon la direction x : L<sub>x</sub> = 3 m
- Longueur des murs et poutres selon la direction y : Ly = 4 m

#### Matériaux :

#### Béton B22 :

- Module d'Young  $E_b = 29\ 000\ MPa$
- Module de cisaillement  $G_b = 12\ 083\ MPa$
- Poids volumique  $w_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- Résistance ultime en compression  $f_{ck} = 25$  MPa

#### Acier Fe 500 :

- Module d'Young  $E_s = 206\ 000\ MPa$
- Module de cisaillement  $G_s = 78400 \text{ MPa}$
- Poids volumique  $w_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Charge de fluage  $f_{yd} = 435$  MPa

#### Maçonnerie en parpaings creux :

En absence d'informations suffisantes pour caractériser le comportement de la maçonnerie, nous avons pris les valeurs types proposées par le logiciel TreMuri pour des murs en parpaings creux avec un taux de perforation entre 45% et 65% :

- Module d'Young  $E_m = 2800 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement G<sub>m</sub> = 560 MPa
- Poids volumique  $w_m = 12 \text{ kN/m}^3$
- Résistance moyenne en compression  $f_m = 2 MPa$
- Résistance au cisaillement τ<sub>0</sub> = 0.125 MPa
- Drift maximal par cisaillement  $\delta_v = 0.4\%$
- Drift maximal par balancement  $\delta_r = 0.6\%$

Si  $\delta_v$  ou  $\delta_r$  sont dépassés, l'élément en maçonnerie est enlevé et n'apporte plus de résistance au système global. Ces valeurs sont donc déterminantes pour le fonctionnement du modèle. Les valeurs conseillées par le logiciel ont été retenues.

#### Les chainages verticaux :

Les dimensions des chainages verticaux s'inspirent du rapport de GEOMAT Antilles : des sections carrées de 15x15 cm avec un ferraillage composé par quatre barres HA 10. Les 15 cm coïncident avec l'épaisseur des parpaings de la maçonnerie. Une

couverture de béton de 2 cm est supposée, ainsi qu'un ferraillage transversal formé par des barres HA 8 avec un espacement de 15 cm.



Figure 5: Section type chainage vertical

#### Les colonnes :

Les colonnes, c'est-à-dire, les éléments de béton armé verticaux qui ne sont pas en contact avec les panneaux de maçonnerie, présentent le même ferraillage que les chainages verticaux mais une surface de béton armé plus élevée : des sections carrées de 20 x 20 cm.



Figure 6: Section type colonne

#### Les poutres selon la direction x et les chainages horizontaux :

Les poutres selon la direction x et les chainages horizontaux dans les deux directions partagent leurs dimensions : il s'agit de sections rectangulaires de 25 cm de hauteur par 15 cm d'épaisseur. L'armature se compose de quatre barres longitudinales HA 12 et des cadres transversaux HA 8 chaque 15 cm avec 2 cm de couverture de béton.



Figure 7: Section type poutre en direction x/chainage horizontal

#### Les poutres selon la direction y :

Les poutres selon la direction y, à la différence des chainages, ne reposent pas sur des panneaux de maçonnerie et ont une longueur libre plus importante que les poutres selon la direction x. Elles nécessitent donc plus d'armatures tout en gardant les mêmes dimensions (25 x 15 cm) : six barres longitudinales HA 12 et des cadres transversaux HA 8 dont l'espacement est de 15 cm au milieu de la poutre et de 10 cm aux extrémités, où les forces de cisaillement sont plus élevées.



Figure 8: Section type poutre en direction y

#### Planchers :

Les planchers sont considérés comme des planchers rigides en béton armé de 12cm d'épaisseur sur les deux étages. A l'étage supérieur, on a estimé que le poids du plancher avec la construction de la toiture au-dessus représente environ 4 kN/m<sup>2</sup>. Selon l'avis des architectes contactés pendant l'étude, très souvent dans ce type de maisons auto-construites l'étage supérieur est réalisé avec un plancher en béton car le propriétaire a l'intention d'ajouter un étage supplémentaire dans le futur mais il finit par devoir rajouter une construction de toiture pour assurer l'isolement thermique de la maison. Au premier étage, la plancher est estimé également avec un poids de 4 kN/m<sup>2</sup> en tenant compte du poids propre du béton et du poids variable des équipements et meubles.

#### 3.2.1. Modèle 1

Le Modèle 1 représente une maison avec un étage inférieur complètement transparent et un étage supérieur très rigide en maçonnerie chainée. C'est l'expression la plus simple de la typologie d'habitation envisagée. En direction x, il y a trois cadres de béton armé de 3 m, faisant une longueur de 9 m. En direction y, il y a deux cadres de 4 m, pour une longueur totale de 8 m. La surface de l'habitation, en enlevant la surface couverte par les murs donnerait alors environ 67 m<sup>2</sup>. Figure 9, Figure 10 et Tableau 1 schématisent la structure.



Figure 9: Schéma du modèle 1



Figure 10: Vue en plan du modèle 1







Tableau 1: Modèles des parois du modèle 1 (structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)

#### 3.2.2. Modèle 2

Le modèle 2 est une variation du modèle 1, avec l'ajout d'un cadre de plus dans chaque direction. Cela forme une galerie en forme de L autour de l'habitacle, une disposition constructive très courante. Ce modèle est intéressant pour regarder les effets de torsion entrainés par cet angle affaibli, en combinaison avec l'étage inférieur transparent. La surface habitable est la même que pour le modèle 1, mais la surface totale est élargie. Figure 11, Figure 12 et Tableau 2 schématisent la structure.



Figure 11: Schéma du modèle 2



Figure 12: Vue en plan du modèle 2





Tableau 2: Modèles des parois du modèle 2 (structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)

#### 3.2.3. Modèle 3

Le modèle 3 étudie l'effet des murs en maçonnerie au rez-de-chaussée. Pour le reste, il est équivalent au modèle 2. Dans ce modèle, on attend un comportement différent des autres, du fait du rôle plus important des murs. Figure 13, Figure 14 et Tableau 3 schématisent la structure.



Figure 13: Schéma du modèle 3



Figure 14: Vue en plan du modèle 3





Tableau 3:Modèles des parois du modèle 3 (structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)

#### 3.2.4. Modèle 4

Le modèle 4 étudie les effets des poteaux courts pour une maison construite en pente. Une rangée de colonnes selon la direction x voit sa longueur raccourcie de moitié : 1.4 m. Figure 15, Figure 16 et Tableau 4 schématisent la structure.



Figure 15: Schéma du modèle 4



Figure 16: Vue en plan du modèle 4







Tableau 4: Modèles des parois du modèle 4 (structures en béton en gris, « piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu)

#### 3.3. ANALYSE STATIQUE ET NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT

Pour les quatre modèles, des analyses en poussée progressive ont été réalisées en appliquant des charges latérales triangulaires selon la direction X. Conformément à la littérature (Kaltakci et al. 2007; Lu et al., 2001), on considère que le déplacement ultime de la structure est atteint pour une valeur de cisaillement à la base égale à 80% de la force maximale.

Concernant l'identification des niveaux d'endommagement, en absences de déplacements limites recommandés pour cette typologie de structures dans la littérature, nous avons retenu les relations proposées dans le projet Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) reliant les déplacements limites *du* et *dy* à l'échelle d'endommagement EMS-98. Ces valeurs sont originalement destinées aux maçonneries non-chainées, mais on considère l'échelonnage proposé comme un bon point de départ pour les maçonneries chainées. L'analyse dynamique doit permettre de relier le drift inter-étage (i.e. ratio du déplacement horizontal relatif de 2 niveaux successifs sur la hauteur de l'étage) au niveau d'endommagement. Il faut donc relier le déplacement en tête avec les valeurs de drifts correspondantes : cette étape est également réalisée lors de l'analyse en pushover, où l'on relève le déplacement à chaque étage pour obtenir les valeurs de drift inter-étage en fonction du déplacement en tête.

Dans un projet précédent (Gehl et al., 2010b), il avait également été mis en évidence que des seuils de drift forfaitaires proposés dans le document FEMA-356 (ASCE, 2000) ont tendance à sous-estimer les niveaux d'endommagement, selon le type de maçonnerie. Il est donc préférable d'utiliser des seuils de drifts directement estimés en fonction de l'analyse en poussée progressive.

Cependant, la différence de rigidité marquée entre les deux étages des bâtiments avec un rez-de-chaussée souple implique une déformation plus importante au niveau du rez-de-chaussée (jusqu'à 8 fois plus importante que la déformation du premier étage) : l'endommagement de la structure est donc globalement contrôlé par la déformation du rez-de-chaussée. Pour mieux prendre en compte les particularités de cette typologie, il a donc été décidé de retenir comme mesure finale de l'endommagement le drift du RDC associé au déplacement-limite en tête correspondant (voir Tableau 5 par exemple).

Dans le modèle 3, où il n'y a pas de RDC souple, le drift est similaire dans les deux étages. On gardera alors le maximum des deux drifts inter-étages comme référence pour l'endommagement.



#### 3.3.1. Modèle 1

Figure 17: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 1; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire

On obtient donc dy = 8 mm et du = 56.4 mm, soit une ductilité de 7.05 (i.e. rapport 56.4/8) pour ce modèle. Il s'agit alors d'une structure assez souple. La force de cisaillement maximale soutenue par la structure est de 152.5 kN.
Endommagement EMS-98	Déplacement limite en tête	Valeur obtenue en tête	Drift RDC correspondant
Slight	d = 0.7 * dy	5.6 mm	0.16 %
Moderate	d = 0.7 * dy + 0.05 * duy	7.9 mm	0.20 %
Extensive	d = 0.7 * dy + 0.2 * duy	14.6 mm	0.37 %
Very Heavy	d = 0.7 * dy + 0.5 * duy	28.2 mm	0.81 %
Collapse	d = 0.7 * dy + duy	50.8 mm	1.59 %

Tableau 5: Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage du modèle 1 (duy=du\*0.9 – dy\*0.7) d'après Milutinovic & Trendafilosky (2003).



#### 3.3.2. Modèle 2

Figure 18: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 2; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire

On obtient ici dy = 8.8 mm et du = 66.0 mm, pour une ductilité de 7.5. Ce sont des valeurs très proches à ceux du modèle 1. L'ajout d'un cadre supplémentaire semblerait dans un premier temps augmenter la force de cisaillement maximale du bâtiment de 75.5% ( $V_{max}$  = 267.7 kN pour le modèle 2), mais ne pas avoir d'autres effets sur la déformation maximale ou la ductilité.

		Valeur obtenue en	Drift RDC correspondant
Endommagement EMS-98	Déplacement limite	tête	
Slight	d = 0.7 * dy	6.2 mm	0.16 %
Moderate	d = 0.7 * dy + 0.05 * duy	8.8 mm	0.21 %
Extensive	d = 0.7 * dy + 0.2 * duy	16.8 mm	0.38 %
Very Heavy	d = 0.7 * dy + 0.5 * duy	32.8 mm	0.86 %
Collapse	d = 0.7 * dy + duy	59.4 mm	1.78 %

Tableau 6:Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage du modèle 2 (duy=du\*0.9 – dy\*0.7) d'après Milutinovic & Trendafilosky (2003).



#### 3.3.3. Modèle 3

Figure 19: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 3; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire

Pour le Modèle 3, dy = 2.4 mm et du = 24 mm, soit une ductilité de 10. Le comportement est différent des deux modèles intérieurs, dû au rôle joué par la maçonnerie au rez-de-chaussée. Les forces résistées par la structure sont très élevées par rapport aux autres modèles ( $V_{max}$  = 339.0 kN, soit 27% plus que le Modèle 2 et 122% de plus que le Modèle 1). La courbe semble montrer que la structure retient une résistance mécanique considérable une fois que les murs sont détruits, une réserve attribuée d'un côté aux rangées de colonnes encore stables et de l'autre à la façon

dont les chainages verticaux sont modélisés. Mais la chute importante de résistance est un signe de défaillance globale : les chainages ne seraient pas capables de rétablir l'équilibre de forces dans des circonstances de chargement dynamique.

		Valeur obtenue en	Drift inter-étage
Endommagement EMS-98	Déplacement limite	tête	correspondant
Slight	d = 0.7 * dy	2.7 mm	0.03 %
Moderate	d = 0.7 * dy + 0.05 * duy	3.7 mm	0.04 %
Extensive	d = 0.7 * dy + 0.2 * duy	5.7 mm	0.10 %
Very Heavy	d = 0.7 * dy + 0.5 * duy	11.6 mm	0.20 %
Collapse	d = 0.7 * dy + duy	21.6 mm	0.37 %

Tableau 7: Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage du modèle 3 (duy=du\*0.9 – dy\*0.7) d'après Milutinovic & Trendafilosky (2003).



#### 3.3.4. Modèle 4

Figure 20: Résultats de l'analyse en poussée progressive du modèle 4; la courbe bleue répresente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire

Pour le dernier modèle, on obtient dy = 3.2 mm et du = 34.4 mm, donnant une ductilité de 10.75. Comparé avec le modèle 1, il semblerait que le modèle 4 résiste légèrement plus en cisaillement (V<sub>max</sub> = 168.7 kN, soit 10.6% de plus que le modèle 1) mais possède une capacité de déformation plus limitée. Les poteaux raccourcis rentrent en défaillance par flexion et non pas par cisaillement, ce qui indiquerait que leur longueur est encore suffisante pour éviter l'effet « poteaux courts » classique, mais la rangée

formée par ces poteaux raccourcis est effectivement le point faible de cette structure, rentrant en défaillance plus tôt que les autres rangées. Cela explique aussi la descente échelonnée au-delà des 34.4 mm, car les autres poteaux ne sont pas encore assez endommagés ; mais, comme pour le modèle 3, à ce point-là la structure ne peut plus être considérée stable car il y a toute une rangée de colonnes absente.

		Valeur obtenue en	Drift RDC correspondant
Endommagement EMS-98	Déplacement limite	tête	
Slight	d = 0.7 * dy	2.2 mm	0.05 %
Moderate	d = 0.7 * dy + 0.05 * duy	3.7 mm	0.08 %
Extensive	d = 0.7 * dy + 0.2 * duy	8.0 mm	0.17 %
Very Heavy	d = 0.7 * dy + 0.5 * duy	16.6 mm	0.39 %
Collapse	d = 0.7 * dy + duy	31.0 mm	0.85 %

Tableau 8: Correspondance entre	déplacements	limites en té	ête et niveaux	de dommage du
modèle 4 (duy=du*0.9 – d	y*0.7) d'après l	Milutinovic 8	& Trendafilosky	/ (2003).

### **3.4. ANALYSE MODALE**

L'analyse modale, conjuguée aux résultats de l'analyse en poussée progressive, fournit les données nécessaires pour le calcul des coefficients d'amortissement de Rayleigh. La matrice d'amortissement (**C**) est selon cette théorie calculée comme une combinaison linéaire de la matrice de rigidité (**K**) et la matrice de masse (**M**), multipliées par les coefficients de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$ :

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$$

Ces coefficients sont évalués sur le domaine fréquentiel ( $\omega 1$ ;  $\omega 2$ ) de telle sorte que l'amortissement visqueux  $\xi$  reste constant. La pulsation  $\omega 1$  correspond au premier mode propre suivant la direction x, tandis que la pulsation  $\omega 2$  est directement évaluée en fonction de  $\omega 1$  et de la ductilité u de la structure :

$$\omega 2 = \frac{\omega 1}{\sqrt{u}}$$

Ensuite, les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  sont calculés selon :

$$\begin{cases} \xi = \frac{\alpha}{2\omega_1} + \frac{\beta\omega_1}{2} \\ \xi = \frac{\alpha}{2\omega_2} + \frac{\beta\omega_2}{2} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \\ \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \end{cases}$$

Par la suite, on évaluera ces coefficients pour les quatre modèles.

### 3.4.1. Modèle 1

Les résultats de l'analyse modale du modèle 1 pour les dix premiers modes sont dans le tableau ci-dessous (Tableau 9). Le premier mode selon X (mode 2) a une période T=0.463 s. Avec la valeur de ductilité calculée dans la section 3.3.1, cela donne les coefficients de Rayleigh  $\alpha$ =0.3740 et  $\beta$ =0.0053. Le deuxième mode selon X (mode 4) a une période T=0.091 s et correspond à des mouvements opposés des deux étages (Tableau 10).

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	13.575	13.67	15.861	69.025	101.796	127.538	141.17	143.039	194.314	195.897
T [s]	0.463	0.460	0.396	0.091	0.062	0.049	0.045	0.044	0.032	0.032
F [Hz]	2.16	2.176	2.524	10.986	16.201	20.298	22.467	22.765	30.926	31.178
Mx [kg]	0	116090	8	339	0	0	0	0	0	0
My [kg]	116381	0	0	0	56	0	0	0	0	0
Mz [kg]	0	0	0	0	0	0	31387	0	29685	23759

Cette première période si élevée relève d'une structure très souple.

Tableau 9: Résultats de l'analyse modale du modèle 1 (10 premiers modes)





Tableau 10 : Déformée (vue en plan et paroi 1) des deux premiers modes du modèle 1 selon la direction x

### 3.4.2. Modèle 2

Le Tableau 11 montre les résultats de l'analyse modale du modèle 2. On s'aperçoit des effets de la disposition asymétrique de la « galerie » autour de l'habitation en regardant les deux premiers modes. Le premier mode selon la direction X est le mode 1, avec une période T=0.504 s, mais dans ce mode il y a une participation non négligeable de masse en direction Y : en effet, comme on le voit dans le Tableau 12, la déformée a une direction diagonale, avec une composante principale en X. Le deuxième mode, en regardant uniquement la participation de la masse, serait le mode 2, un mode « diagonal » analogue au mode 1, mais avec sa composante principale en Y. Le Tableau 12 permet alors d'identifier le mode 4, qui est le troisième mode selon X, mais qui présente une déformée beaucoup plus typique pour un mode selon X, avec des mouvements opposés des deux étages.

Les coefficients de Rayleigh donnent  $\alpha$ =0.3360 et  $\beta$ =0.0058.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	12.461	12.563	14.464	53.039	71.292	88.841	141.258	143.184	144.992	150.467
T [s]	0.504	0.500	0.434	0.118	0.088	0.071	0.044	0.044	0.043	0.042
F [Hz]	1.983	1.999	2.302	8.441	11.346	14.139	22.482	22.788	23.076	23.948
Mx [kg]	192260	20677	787	1369	19	3	0	0	0	0
My [kg]	20450	193971	369	16	267	43	0	0	0	0
Mz [kg]	0	0	0	6	86	26	43052	2312	54079	217

Tableau 11: Résultats de l'analyse modale du modèle 2 (10 premiers modes)

Mode 1 : T = 0.504 s	Mode 4 : T = 0.118 s



Tableau 12: Déformée (vue en plan et paroi 1) des deux premiers modes du modèle 2 selon la<br/>direction x

### 3.4.3. Modèle 3

Les résultats de l'analyse modale du modèle 3 sont affichés dans le Tableau 13. De façon analogue au modèle 2, les asymétries influencent les modes, mais cette fois, à cause de la concentration de rigidité au rez-de-chaussée dans la partie sud-ouest du bâtiment, plus qu'un déplacement diagonal on observe un comportement de rotation autour de cette aire, comme montré dans le Tableau 14 pour les modes 1 et 4. Le mode 1 est le premier mode selon X, avec une période T=0.268s. Cette valeur est très inférieure au premier mode du modèle 2, ce qui témoigne de la forte influence de la maçonnerie au rez-de-chaussée. Avec la ductilité calculée dans la section 3.3.3, cela donne des coefficients de Rayleigh  $\alpha$ =0.5638 et  $\beta$ =0.0032.

Encore une fois, on a préféré montrer le mode 4, qui est le troisième en participation de la masse selon X plutôt que le mode 2, où la participation de la masse selon Y est plus importante que selon X.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	23.466	31.167	39.249	63.725	84.03	104.175	141.277	143.225	165.313	178.818

T [s]	0.268	0.202	0.160	0.099	0.075	0.060	0.044	0.044	0.038	0.035
F [Hz]	3.735	4.96	6.247	10.142	13.374	16.58	22.485	22.795	26.31	28.46
Mx [kg]	178982	15448	6971	17050	1271	514	0	0	0	0
My [kg]	4018	142882	58008	266	10356	4689	0	0	0	3
Mz [kg]	0	4	1	1	30	9	31879	130	40609	9164

Tableau 13: Résultats de l'analyse modale du modèle 3 (10 premiers modes)



Tableau 14: Déformée (vue en plan et paroi 1) des deux premiers modes du modèle 3 selon la direction x

### 3.4.4. Modèle 4

Le Tableau 15 montre les résultats de l'analyse modale du modèle 4. Ils ressemblent plus à ceux du modèle 1 que les autres, mais l'influence de la rangée de colonnes plus courtes se fait évidente dans les déformées affichées dans le Tableau 16, qui ont une composante en rotation. Le premier mode selon X est le mode 1, avec une période

T=0.351s : la valeur est inférieure au modèle 1 du fait de la perte de souplesse de la structure à cause des colonnes raccourcies. Cela donne les coefficients de Rayleigh suivants :  $\alpha$ =0.4180 et  $\beta$ =0.0043.

Le deuxième mode selon X est le mode 3, avec une période T=0.192s. Au lieu de montrer des mouvements opposés dans les deux étages, elle montre plutôt une rotation avec l'axe du côté opposé que dans le mode 1 : dans le premier cas le bâtiment tourne autour du centre de la rangée de colonnes courtes et dans le deuxième cas l'axe est plus proche de la paroi 3.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	17.887	22.904	32.72	73.208	105.22	131.469	141.175	143.048	194.337	205.45
T [s]	0.351	0.274	0.192	0.086	0.060	0.048	0.045	0.044	0.032	0.031
F [Hz]	2.847	3.645	5.208	11.651	16.746	20.924	22.469	22.767	30.93	32.698
Mx [kg]	81102	0	32026	2888	0	121	0	0	0	0
My [kg]	0	115757	0	0	381	0	0	0	0	0
Mz [kg]	0	0	0	0	63	0	31187	0	25145	0

Tableau 15 : Résultats de l'analyse modale du modèle 4 (10 premiers modes)





Tableau 16: Déformée (vue en plan, paroi 1 et paroi 3) des deux premiers modes du modèle 4 selon la direction x

# 4. Sélection des accélérogrammes à partir des zones-sources

### 4.1. DESAGREGATION DES SOURCES A PARTIR DE L'ALEA PROBABILISTE

Le principe de la présente étude repose sur la sélection d'un jeu d'accélérogrammes compatible avec le contexte sismo-tectonique des Antilles (Martinique et Guadeloupe).

En 2002, le bureau d'étude GEOTER a réalisé, pour le compte du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (MATE), une évaluation de l'aléa sismique par l'approche probabiliste couvrant l'ensemble du territoire français (Martin et al., 2002) qui a servi de base à la carte nationale de zonage sismique de l'actuelle réglementation de construction parasismique basée sur les règles EC8. C'est donc le modèle de zones sources pour les Petites Antilles de Martin et al. (2002) qui est utilisé pour procéder à une désagrégation des différentes sources sismiques. Ce modèle comprend 21 zones superficielles, 6 zones de subduction « interface » et 14 zones de subduction « intraslab ».

A partir des paramètres d'activités de chacune des zones sources, on recalcule les courbes d'aléa probabilistes (en valeurs de PGA) sur deux sites : Pointe-à-Pitre (Guadeloupe) et Fort-de-France (Martinique).

Pour ce faire, le calcul du PGA au rocher est effectué avec 4 combinaisons de modèles d'atténuation (équations de prédiction du mouvement du sol) :

- IY: Berge-Thierry et al. (2003) en surface + Youngs et al. (1997) en subduction;
- **IT :** Berge-Thierry et al. (2003) en surface + Takahashi et al. (2000) en subduction ;
- **TT**: Takahashi et al. (2000) en surface et en subduction ;
- **TY**: Takahashi et al. (2000) en surface + Youngs et al. (1997) en subduction ;

Pour chacune de ces combinaisons, on compare les probabilités de dépassement de 100 mg en accélération (PGA) liées à chaque source : le seuil de 100 mg a été retenu a priori comme la valeur à partir de laquelle les premiers dommages pourraient apparaître sur une structure ; les enregistrements inférieurs à 100 mg étant relativement peu intéressants dans l'optique d'une analyse de vulnérabilité. On regroupe ensuite les probabilités des zones superficielles et de subduction (interplaque et intraplaque) et on calcule les pourcentages de contribution de chaque type de zone. La moyenne sur les 4 combinaisons est alors réalisée, pour aboutir aux résultats présentés dans le Tableau 17.

GUADELOUPE	тт	IV	ту	іт	movenne	
Types de	••				moyenne	
sources	%	%	%	%	%	
superficiel	63	30	45	47	46.5	
interface	14	34	26	20	24.0	
intraslab	23	36	28	30	29.5	
MARTINIQUE	тт	IV	ту	іт	movonno	
Types de		11			moyenne	
sources	%	%	%	%	%	
superficiel	13	5	8	8	8.5	
interface	9	14	14	9	11.5	
intraslab	78	81	78	83	80.0	

Tableau 17: Contribution relative des types de zones sources pour les deux sites considérés (Pointe-à-Pitre et Fort-de-France), en considérant une probabilité de dépassement de 100 mg

A la lecture du tableau ci-dessus, il est à noter qu'en Guadeloupe (Pointe à Pitre), les séismes superficiels représentent 46.5% des contributions. Les séismes de subduction ont des contributions à peu près identiques entre interface et intraslab (24% et 29.5%). En Martinique (Fort de France), les séismes superficiels représentent 8.5% des contributions. Le plus surprenant est la répartition entre subductions interface et intraslab (11.5% et 80 %). Cela pourrait s'expliquer par un éloignement plus grand de la surface de contact à l'interface en Martinique qu'en Guadeloupe (voir Figure 21 et Figure 22).



Figure 21: Vue en coupe des sources de sismicité à proximité de la Guadeloupe (Martin et al., 2002)



Figure 22: Vue de coupe des sources de sismicité à proximité de la Martinique (Martin et al., 2002)

Il est ensuite possible de raffiner le processus de désagrégation en estimant la contribution de chaque zone sources pour chaque type de séismes (superficiel ou subduction). Pour chaque archipel et chaque type de séisme, on identifie donc les zones sources dont la contribution est la plus représentative (voir Tableau 18) : l'identification des zones sources spécifiques permet ainsi de préciser les couples magnitude-distance à considérer dans l'étape de sélection des accélérogrammes. A titre d'exemple, certains couples magnitude-distance minimum pour au moins atteindre un PGA de 100 mg sont décrits dans le Tableau 18 : il est à noter que ces calculs ont été réalisés sur les modèles d'atténuation cités plus haut, en utilisant une variabilité  $\epsilon$  tronquée inférieure à 2.

Zone	Contribution	Magnitude Mw minimale produisant un PGA de 100 mg en fonction de la distance hypocentrale				
Guadeloupe	100%					
superficielle	46.5%					
10. DESR	9%	5.4	5.8	6.2	6.5	6.9
		38 km	58 km	72 km	100 km	127 km
11. GRIP	46%	4.3	4.9	5.9	6.2	
		13 km	25 km	60 km	80 km	
12. MBT	28%	4.3	5.0	6.7		
		13 km	25 km	100 km		
19. MG	17%	4.3	6.9			
		13 km	127 km			
interface	24%					
26. MNT3	15%	6.4	7.4	7.9		
		112 km	150 km	223 km		
27. GUA3	85%	5.5	6.5	7.0	8.0	
		60 km	100 km	150 km	220 km	
intraslab	29.5%					
36. MAR2	17%	5.9	6.3	7.75		
		128 km	150 km	265 km		
38. MONT2	19%	5.5	6.0	7.5		
		115 km	150 km	238 km		
39. GUA2	64%	4.4	5.2	6.0		
		65 km	100 km	140 km		
Martinique	100%					
superficielle	8.5%					
9. MD	100%	4.0	5.75	6.0		
		10 km	50 km	70 km		
interface	11.5%					
24. MAR3	100%	5.9	6.3	7.75		
		78 km	100 km	185 km		
intraslab	80%					
30. SVI1	5%	5.4	7.3			
		177 km	300 km			
31. MAR1	6%	5.4	6.3			
		174 km	233 km			
35. SVI2	9%	5.8	6.2	7.0	7.5	
		115 km	150 km	200 km	275 km	
36. MAR2	80%	4.9	5.4	6.1	8.0	
		78 km	100 km	150 km	300 km	

Tableau 18: Contribution relative des principales zones sources et couples magnitude-distance associés

Ce travail de désagrégation des sources sismiques permet ainsi d'identifier les couples magnitude-distance spécifiques qui seront utilisés dans l'échantillonnage des accélérogrammes, tout en respectant la proportion de chaque zone source (voir section 4.3).

### 4.2. ANALYSES DYNAMIQUES PRELIMINAIRES

Dans le cadre de cette étude, il est envisagé d'utiliser des signaux synthétiques générés à partir d'une méthode stochastique non linéaire développée par Pousse et al. (2006), qui constitue elle-même une extension de la procédure de Sabetta & Pugliese (1996). Cette approche utilise en données d'entrée la magnitude et la distance à la rupture de faille et elle n'intègre pas la notion de profondeur du foyer. Il s'agit alors dans un premier temps de vérifier si les signaux synthétiques ainsi générés en fonction du seul couple magnitude-distance (sans prendre en compte les différences de profondeur entre chaque type de zones sources) reprennent bien les spécificités des différents types de zones sources (superficielle, interface et intraslab). Des calculs préliminaires ont donc été réalisés sur les 4 modèles structuraux à partir d'une sélection de 40 accélérogrammes naturels représentatifs de chaque type :

- 16 signaux issus de séismes superficiels ;
- 16 signaux issus de séismes en subduction (interface) ;
- 8 signaux issus de séismes en subduction (intraslab) ;

Ces 40 accélérogrammes sont appliqués à chacun des 4 modèles structuraux et pour chaque analyse dynamique on relève le drift inter-étage transitoire maximal sur la structure. Le drift inter-étage est donc le paramètre retenu pour représenter l'endommagement de la structure : pour quelques paramètres du mouvement fort susceptible d'être représentatifs de l'amplitude et du contenu fréquentiel des signaux (i.e. PGA, SD à 0.1s et SD à 1s – SD représentant le déplacement spectral pour une période donnée), on trace la réponse de la structure (i.e. le drift) sur une échelle logarithmique (voir Figure 23 à Figure 25). On réalise enfin une régression sur la relation paramètre sismique – drift pour chacun des 3 types de zones sources. Si les droites obtenues sont semblables, on peut considérer que la distinction entre séismes superficiels et de subduction ne joue pas un rôle primordial et que leur caractérisation par le seul couple magnitude-distance constituerait une approximation satisfaisante. A l'inverse, si des écarts importants sont observés au niveau des droites de régression, il est nécessaire de recourir à d'autres modèles de simulations pour prendre en compte la spécificité des séismes de subduction.



Figure 23: Corrélations drift - PGA pour les 4 modèles et les 3 types de zones sources



Figure 24: Corrélations drift - SD(0.1s) pour les 4 modèles et les 3 types de zones sources



Figure 25: Corrélations drift - SD(1.0s) pour les 4 modèles et les 3 types de zones sources

L'analyse des figures ci-dessus montre que les 3 types de zones sources ne génèrent pas tout à fait le même type de réponse au niveau de la structure : cette observation devrait cependant être nuancée par l'importante incertitude sur les droites de régression estimées, qui est notamment due au faible nombre d'accélérogrammes (40) utilisés dans ce test préliminaire. Il est intéressant de noter également que les écarts sont plus ou moins marqués en fonction du type de paramètre sismique utilisé (PGA, SD à 0.1s ou 1.0s), ce qui permet de fournir des premières indications sur la notion de *suffisance* d'un paramètre donné (i.e. condition selon laquelle un paramètre sismique permet de prédire la réponse d'un modèle de structure indépendamment des informations de magnitude et de distance du séisme dont il est issu).

Les droites de régression issues des séismes superficiels et d'interface ne possèdent pas la même pente : cet écart pourrait être surtout dû aux différences d'intensité entre les accélérogrammes sélectionnés (signaux plus forts pour la courbe bleue des séismes superficiels, signaux plus faibles pour la courbe verte des séismes d'interface). Dans ce cas, ces différences de comportements pourraient être intégrées par le code de génération des signaux, à travers la simple sélection de couples magnitude-distance adéquats. On remarque d'ailleurs que dans la zone d'intérêt pour l'étude de l'endommagement (i.e. PGA entre 1 et 5 m/s<sup>2</sup> environ), les courbes vertes et bleues sont très proches, provoquant ainsi une réponse semblable au niveau de la structure. A l'inverse, les séismes de subduction intraslab (courbe rouge) présentent des écarts importants avec les autres types de sources, notamment pour les paramètres sismiques PGA et SD(0.1s). Même si la pente de la courbe rouge est assez similaire à celle de la courbe verte, on remarque que les séismes de subduction intraslab ont tendance à générer une réponse structurelle plus faible pour des valeurs de PGA ou de SD(0.1s) égales. Dans le contexte de cette étude, où l'on s'attache à analyser les effets des sources sismiques sur la corrélation des paramètres sismiques et sur l'interprétation des fonctions de fragilité, il apparaît donc nécessaire de reconsidérer l'approche prévue initialement, qui est basée uniquement sur l'utilisation du code de génération des signaux synthétiques. En effet, afin de faire ressortir la spécificité des signaux issus de séismes de subduction intraslab, il a été décidé de procéder à une sélection d'enregistrements naturels pour ce type de zones sources, correspondant aux mêmes conditions de distance, magnitude et profondeur. Les signaux provenant de séismes superficiels ou d'interface sont quant à eux générés synthétiquement à l'aide de la méthode de Pousse et al. (2006).

### 4.3. CRITERES DE SELECTION RETENUS ET GENERATION D'UNE BASE D'ACCELEROGRAMMES

Comme expliqué dans la section précédente, une méthode de génération de signaux synthétiques est utilisée pour les zones sources de type superficiel ou interface. Les couples magnitude-distance indigués dans le Tableau 18 sont utilisés comme critères pour procéder à une sélection des accélérogrammes. Les signaux sont générés pour un sol de type rocher avec une variabilité  $\varepsilon$  sur l'équation de prédiction du mouvement inférieure à 2. La contribution relative de chaque zone source, obtenu à partir de l'étape de désagrégation, a été utilisée pour déterminer le nombre de signaux à générer dans chaque zone source. Pour les deux archipels, un total de 300 signaux a été retenu (150 pour la Martinique et 150 pour la Guadeloupe): 137 signaux synthétiques pour les zones sources superficielles et interface, et 163 enregistrements naturels pour les séismes de subduction intraslab. Les accélérogrammes naturels ont été sélectionnés à partir de la base de données de Imperial College (e.g. Ambraseys et al., 2004; Douglas et al., 2004) et constituent le facteur limitant par rapport au nombre total de signaux, étant donné qu'il s'agit de respecter les contributions relatives de zones sources. Le nombre d'enregistrements par zone est détaillé ci-dessous, ainsi que la répartition en fonction de la magnitude et de la distance (voir Figure 26 et Figure 27):

- GUADELOUPE
  - Zones superficielles :
    - DESR : 6
    - GRIP : 32
    - MBT : 20
    - MG : 12
  - Zones interface :
    - MNT3:6
    - GUA3 : 31
  - Zones intraslab :
    - MAR2 : 7

- MONT2 : 8
- GUA2 : 28
- MARTINIQUE :
  - Zones superficielles :
    - MD : 13
  - $\circ$   $\,$  Zones interface :
    - MAR3 : 17
  - o Zones intraslab :
    - SVI1:6
    - MAR1:7
    - SVI2 : 11
    - MAR2 : 96

Les métadonnées de ces accélérogrammes (magnitude, distance, séisme d'origine pour les signaux naturels) sont reportées en Annexe I.



Figure 26: Répartition des couples magnitude-distance retenus en fonction des zones sources, pour la séléction des accélérogrammes pour la Guadeloupe



Figure 27: Répartition des couples magnitude-distance retenus en fonction des zones sources, pour la séléction des accélérogrammes pour la Martinique

Les signaux au rocher ainsi sélectionnés constituent la première partie du jeu d'accélérogrammes fourni dans cette étude et serviront de base pour le calcul de signaux sur des sols spécifiques (voir section suivante). Les paramètres sismiques de ces 300 accélérogrammes sont calculés et représentés dans un tableau en Annexe II.

### 5. Amplification de site pour les accélérogrammes au rocher

### **5.1. MODELISATION DE COLONNES DE SOL GENERIQUES**

Lorsque les conditions de site sont différentes d'un rocher standard, il faut utiliser des méthodes permettant de les représenter de la manière la plus réaliste possible. Ce paragraphe décrit le travail réalisé pour définir plusieurs colonnes de sol représentatives des terrains rencontrés aux Antilles françaises, puis pour calculer les réponses sismiques associées à l'aide de simulations numériques 1D.

### 5.1.1. Sélection de types de sols caractéristiques

Cette sélection résulte d'une compilation de l'ensemble des colonnes de sol définies au cours des études de caractérisation des effets de site que le BRGM a menées sur l'archipel de la Guadeloupe et l'île de la Martinique :

- Les macrozonages Martinique (1999) et Guadeloupe (2000) ;
- Le microzonage Basse-Terre, Saint-Claude, Gourbeyre et Baillif (2003) ;
- Le microzonage de Schoelcher, Fort-de-France et Le Lamentin (1996) et son actualisation (2008) ;
- Le microzonage de Baie-Mahault et Lamentin en Guadeloupe (2009) ;
- Les microzonages de six communes en Martinique (2009-2012) ;
- Les microzonages de dix communes en Guadeloupe (2010-2012).

Les formations superficielles identifiées sur les territoires antillais présentent les faciès suivants :

- alluvions anciennes et récentes, occupant le lit des principales rivières et particulièrement celles qui bénéficient toujours de l'apport continu du démantèlement des reliefs. Ces formations sont constituées de conglomérats plus ou moins grossiers, de limons et d'argiles formant des lentilles emboitées de façon complexe.
- plages et cordons littoraux, dont la nature et l'extension varie selon la disponibilité en matériaux et la dynamique littorale : galets, sables carbonatés ou volcaniques et bioclastes.
- mangroves et zones de comblement, alimentées en matériaux détritiques fins de type colluvions. On les retrouve préférentiellement en fond de baie ou en arrière de cordon sableux, en position abritée. Ces formations sont constituées de limons et d'argiles vasardes en alternance avec des niveaux de tourbes.
- altérites et argiles d'altération, produits par l'altération climatique de formations pyroclastiques (cendres et lapilli) ou calcaires (argiles de décalcification), qui constituent les formations superficielles les plus fréquentes sur les îles.

Les remblais et autres matériaux d'origine anthropique, très hétérogènes de par leur composition et leur qualité, ne sont pas considérés ici.

Les caractéristiques des formations lithologiques, telles que épaisseur, poids volumique, vitesse des ondes de cisaillement, courbes G- $\gamma$  et D- $\gamma$ , sont déterminées à partir de la compilation de valeurs moyennes attribuées dans les études listées précédemment et de l'expérience acquise.

Au final, trois colonnes de sol génériques sont proposées comme étant les plus représentatives des terrains rencontrés en Guadeloupe comme en Martinique :

- Une colonne avec une épaisseur importante de mangrove (une vingtaine de mètres), reposant sur des laves altérées, puis des laves saines ;
- Une colonne avec une faible épaisseur de dépôts de mangrove (5 mètres), reposant sur des laves altérées, puis des laves saines ;
- Une colonne constituée d'altérites, avec un niveau d'altération graduel sur deux couches.

La colonne de sol représentative du terrain en place doit être décrite par la lithologie des horizons (sols cohérents, sols frottants ou rocher), la stratigraphie (séquence et épaisseur) et les caractéristiques géomécaniques des horizons. Les paramètres élastiques de ces colonnes de sols sont donnés dans les Tableau 19 à Tableau 21 ; des détails se rapportant aux courbes  $G-D/\gamma$  sont explicités dans le paragraphe suivant.

Epaisseur (m)	Formation	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ρ (kg/m³)	Courbe G-D/γ
4	tourbes	120	225	1400	Darendeli - IP=50 ; $\sigma_v$ =25kPa
4	lentilles sableuses	180	340	1600	Kokusho - $\sigma_v$ =100kPa
10	argiles vasardes	200	375	1500	Darendeli - IP=50 ; σ <sub>v</sub> =100kPa
10	argiles altérées	300	560	1700	Darendeli - IP=15 ; σ <sub>v</sub> =400kPa
-	rocher rigide	1000	1870	2000	-

Tableau 19 : Caractéristiques de la colonne de sol type « mangroves épaisses ».

Epaisseur (m)	Formation	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ρ (kg/m³)	Courbe G-D/γ
5	argiles vasardes	150	280	1500	Darendeli - IP=50 ; $\sigma_v$ =25kPa
10	argiles altérées	300	560	1700	Darendeli - IP=50 ; $\sigma_v$ =100kPa
10	argiles altérées	500	935	1800	Darendeli - IP=0 ; σ <sub>v</sub> =400kPa
-	brèche ou lave saine	800	1500	2000	-

Tableau 20 : Caractéristiques de la colonne de sol type « vases peu épaisses ».

Epaisseur (m)	Formation	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ρ (kg/m <sup>3</sup> )	Courbe G-D/γ
8	argiles indurées	350	655	1700	Darendeli - IP=30 ; σ <sub>v</sub> =100kPa
12	laves altérées	600	1120	1800	Darendeli - IP=0 ; σ <sub>v</sub> =100kPa
-	brèche ou lave saine	800	1500	2000	-

Tableau 21 : Caractéristiques de la colonne de sol type « altérites ».

### 5.1.2. Modélisation avec l'outil CyberQuake<sup>©</sup>

Les formations lithologiques sont caractérisées par des valeurs moyennes telles que leur poids volumique. La vitesse des ondes P, la vitesse des ondes S, et les courbes  $G(\gamma)/G_{max}$  et  $D(\gamma)$  sont des caractéristiques dynamiques des sols, nécessaires à la simulation du comportement d'une colonne de sol sous sollicitation sismique. Les courbes  $G(\gamma)/G_{max}$  et  $D(\gamma)$  caractérisent la variation du module de cisaillement normalisé  $(G/G_{max})$  et du coefficient d'amortissement (D) du matériau en fonction de la distorsion en cisaillement cyclique  $\gamma_c$ . Elles sont utilisées pour prendre en compte le comportement non-linéaire des matériaux rencontrés. Les courbes  $G(\gamma)/G_{max}$  et  $D(\gamma)$ utilisées dans cette étude sont issues de la littérature : Kokusho (1980) pour les sables et graves ; Darendeli (2001) pour les argiles. Dans chaque jeu, les courbes se différencient par un indice de plasticité (IP) et une contrainte effective totale ( $\sigma_v$ ).

Dans cette étude, nous avons utilisé un modèle de sol linéaire équivalent implanté dans le logiciel CyberQuake<sup>®</sup> (Foerster et al., 2001), pour calculer la réponse des trois colonnes de sol génériques à une sollicitation sismique au rocher soumise à leur base.

Comme mouvement de référence au rocher, nous avons sélectionné un des accélérogrammes naturels habituellement retenu dans les études de microzonages sismiques récentes aux Antilles. Il s'agit d'un enregistrement sur le réseau K-Net japonais (www.kik.bosai.go.jp) du séisme de subduction de Miyagi (26/05/2003) de magnitude 7,0 à une distance focale de 80 km (station IWT010, classe de sol B avec  $V_{s,30} \sim 744$  m/s). Ses caractéristiques sont proches de celles de la source sismique la plus contributive à l'aléa probabiliste (paragraphe 4.1) et représentatives du contexte de subduction aux Antilles.

### 5.1.3. Fonctions de transfert

La fonction de transfert caractérise de manière exacte l'amplification liée à des formations meubles reposant sur un substratum sismique. Elle est définie comme le rapport spectral (c'est-à-dire le rapport des transformées de Fourier) entre l'accélérogramme simulé en tête de colonne et l'accélérogramme au rocher injecté à la base de la colonne.

Ces courbes sont classiquement représentées en fonction de la fréquence, mais par souci d'homogénéité avec les analyses modales des constructions, elles sont données ici en fonction de la période.

Les fonctions de transfert des trois colonnes de sol génériques définies précédemment sont représentées sur la Figure 28.



Figure 28: Fonctions de transfert des colonnes de sol génériques retenues.

Le mode fondamental se manifeste à des périodes voisines de :

• 0,52s pour la colonne « mangroves épaisses » ;

- 0,32s pour la colonne « vases peu épaisses » ;
- 0,15s pour la colonne « altérites ».

### 5.2. GENERATION D'UNE BASE D'ACCELEROGRAMMES AVEC AMPLIFICATION DE SITE

Les 300 accélérogrammes au rocher issus de la sélection en fonction des zones sources (voir section 4) sont finalement amplifiés par chacune des 3 colonnes de sol, via des simulations en linéaire équivalent dans l'outil Cyberquake. Cette transformation des signaux à travers les colonnes de sol permet donc de disposer d'une base de 1 200 enregistrements en vue des simulations dynamiques à effectuer dans la phase 2 de l'étude :

- 300 signaux au rocher ;
- 300 signaux sur sols de type « mangroves » ;
- 300 signaux sur sols de type « vases » ;
- 300 signaux sur sols de type « altérites » ;

Les paramètres sismiques des accélérogrammes amplifiés sont calculés et représentés dans un tableau en Annexe III. L'intérêt majeur de cette étape réside dans la prise en compte de la spécificité de la lithologie de la zone d'étude et donc dans l'obtention d'enregistrements avec des formes spectrales adaptées au contexte : les corrélations entre paramètres sismiques sont alors sensiblement modifiées (par exemple, entre deux accélérations spectrales à deux périodes différentes), ce qui montre tout l'intérêt de développer des mesures d'intensité vectorielles et des surfaces de fragilité qui en découlent.

### 6. Conclusions

Le présent rapport s'est attaché à présenter les travaux effectués dans le cadre de la phase 1 du projet de développement de surfaces de fragilités pour des éléments de bâti antillais. Cette phase regroupe l'ensemble des étapes préliminaires qui seront nécessaires pour les analyses dynamiques à effectuer dans un second temps. Les travaux peuvent être scindés en deux grandes parties :

- Volet « Structures » : le mode constructif des villas individuelles réalisées en auto-construction a été identifié (maçonnerie chainée, avec ou sans pilotis) et quatre variantes de structures ont été modélisées avec le code Tremuri. L'analyse en poussée progressive et l'analyse modale ont fourni des indications sur les propriétés des structures qui seront nécessaires pour la conduite des analyses dynamiques. Il est à noter que des informations très limitées ont été obtenues sur les propriétés mécaniques ou géométriques des structures étudiées, celles-ci étant généralement réalisée en auto-construction, sans le concours de bureaux d'études ou d'architectes. Ainsi, les informations nécessaires à la modélisation ont été recueillies à partir de missions d'inventaire antérieures (pour la taille des poteaux, hauteur des étages, dimensions des voiles, etc.) et d'hypothèses sur la qualité des matériaux de constructions (résistance du béton, section des aciers de renforcement, etc.).
- Volet « Aléa » : La base d'accélérogrammes nécessaires aux simulations dynamiques a été construite en deux étapes. Dans un premier temps, une désagrégation des sources sismiques a permis d'identifier les zones sources et les types de séismes majoritaires pour chacune des deux îles. Les couples magnitude – distance associés ont ainsi été utilisés pour générer des signaux synthétiques : cependant, dans le cas des séismes de subduction intraslab, des analyses dynamiques préliminaires sur les modèles structuraux ont mis en évidence des différences importantes au niveau de la réponse des bâtiments. par rapport au séisme de type superficiels ou subduction interface. En effet, la non prise en compte de la profondeur du foyer par le code générateur de signaux a nécessité la sélection d'enregistrements naturels à partir d'une base de données pour les séismes de subduction intraslab, de sorte à bien intégrer les spécificités de ce type de séismes. Dans un second temps, les 300 signaux au rocher ainsi générés ont été amplifiés par l'application de 3 colonnes de sol via le code Cyberquake<sup>©</sup>. Trois lithologies différentes représentatives du contexte des Antilles françaises ont été modélisées (mangroves, vases et altérites), afin d'obtenir des signaux amplifiés, dont les formes spectrales sont représentatives des spécificités de la zone d'étude. Au total, 1 200 enregistrements sont donc générés et disponibles pour les simulations dynamiques de la phase 2 : les fichiers d'accélérations correspondants sont joints au rapport sous format numérique.

Cette procédure de sélection d'accélérogrammes spécifiques constitue donc la principale innovation par rapport aux études précédentes : cet aspect doit permettre de couvrir un large spectre de paramètres sismiques représentatifs de la zone d'étude et

de mettre en valeur les apports de fonctions de fragilité vectorielles (i.e. des surfaces) par rapport à de simples courbes de fragilité mono-paramètres.

### 7. Bibliographie

Ambraseys N.N., Smit P., Douglas J., Margaris B., Sigbjörnsson R., Olafsson S., Suhadolc P., Costa G. (2004) – Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 45(3), 113–129.

ASCE (2000) – FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.

Berge-Thierry C., Cotton F., Scotti O., Griot-Pommera D.-A., Fukushima Y. (2003) – New empirical response spectral attenuation laws for moderate European earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(2), 193–222.

Conseil de l'Europe (1998) – European macroseismic scale 1998 (EMS-98). Cahier du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, *G. Grünthal (Eds.) 15.* 

Darendeli M.B. (2001) - Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, Ph. D. dissertation, University of Texas, Austin, USA.

Douglas J., Bungum H., Dahle A., Lindholm C., Climent A., Taylor Castillo W., Santos Lopez P., Schmidt V., Strauch W. (2004) – Dissemination of Central American Strong-Motion Data using Strong-Motion Datascape Navigator. CD-ROM collection.

Foerster E., Bernardie S., Choppin L. (2001) – Note de principe du logiciel Cyberquake<sup>©</sup> - Version 2.0. *BRGM report RC-51199-FR, 49 pp.* 

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., (2006) – On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September, Paper Number: 1080.

Gambarotta K., Lagomarsino S., (1996) – On dynamic response of masonry panels. *Proceedings of National Conference "Masonry mechanics between theory and practice"*, Messina, Italy (in Italian).

Gehl P., Sy S., Seyedi D. (2010a) – Utilisation du code TREMURI pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments en maçonnerie non chaînée. *BRGM Report RP-58641-FR, 40 pp., 27 fig.* 

Gehl P., Sy S., Monfort-Climent D. (2010b) - Développement de surfaces de fragilité pour le bâti courant en maçonnerie. *BRGM Report RP-58906-FR, 118 pp., 77 fig.* 

Kaltakci M.Y., Arslan M.H., Korkmaz H.H., Öztürk M. (2007) – An investigation on failed or damaged reinforced concrete structures under their own weight in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 14(6), p. 962–969.

Kokusho T. (1980) - Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and foundations*, 20(4): p. 45-60.

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., (2006) – *TREMURI Program*: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings, University of Genoa.

Lagomarsino S. Galasco A., Penna A., Cattari S. (2008) – TREMURI Program: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings. *TREMURI User Guide*.

Lu Y., Hao H., Carydis P., Mouzakis H. (2001) – Seismic performance of RC frames designed for three ductility levels. *Engineering Structures, 23, p. 537–547*.

Magenes G., Bolognini D., Braggio C. (2000) – Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura (Simplified Methods for the non-linear seismic analysis of masonry buildings). GNDT – National Group for Seismic Protection: Rome, Italy, (in Italian).

Martin Ch., Secanell R., Combes Ph., Lignon G., Fioravanti A. (2002) – Révision du zonage sismique de la France. Paramètres d'entrée des modèles. *Rapport GRT/MATE/0701 – 150 Annexe 3.* 

Milutinovic Z.V., Trendafiloski G.S. (2003) – RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. *Technical report, European Commission, WP4 Vulnerability of current buildings*.

Penna A. (2002) – A macro-element procedure for the non-linear dynamic analysis of masonry buildings. *Ph.D. Dissertation* (in Italian), Politecnico de Milano, Italy.

Pousse G., Bonilla L.F., Cotton F. and Margerin L. (2006) – Non stationary stochastic simulation of strong ground motion time histories including natural variability: Application to the K-net Japanese database. *Bulletin of Seismological Society of America; 96(6), p. 2103-2117, DOI697 10.1785/0120050134.* 

Sabetta F., Pugliese A. (1996) – Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. *Bulletin of Seismological Society of America; 86(2), p. 337-352.* 

Takahashi T., Kobayashi S., Fukushima Y., Zhao J.X., Nakamura H., Somerville P.G. (2000) – A Spectral Attenuation Model for Japan using Strong Ground Motion Data Base. *Proceedings of 6th International Conference on Seismic Zonation, CD-ROM*.

Youngs R.R., Chiou S.J., Silva W.J., Humphrey J.R. (1997) – Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. *Seismological Research Letters, 68(1), p. 58-73.* 

### Annexe 1

## Caractéristiques des séismes sélectionnés





ID	Zone	Mw	R (km)					
GUADELOUPE								
	Zones s	Zones superficielles						
1	DESR	6.03	45					
2		6.72	93					
3		6.33	50					
4		6.03	42					
5		5.90	42					
6		6.10	42					
7	GRIP	5.10	17					
8		5.70	24					
9		5.57	14					
10		5.56	22					
11		5.87	17					
12		5.15	23					
13		5.01	15					
14		4.47	13					
15		4.38	13					
16		5.10	13					
17		4.59	13					
18		4.72	13					
19		4.36	13					
20		4.37	13					
21		5.95	36					
22		5.66	17					
23		5.78	25					
24		4.73	13					
25		4.49	13					
26		4.80	13					
27		4.86	13					
28		4.91	23					
29		5.05	24					
30		4.96	24					
31		4.35	13					
32		5.58	25					
33		4.82	13					
34		4.36	13					
35		4.55	13					
36		5.50	14					

27			10
20		5.05	19
20	MRT	5.35	17
10	IVIDI	1 83	13
11		5.04	18
12		5 72	18
13		5.11	22
		4 80	13
45		6 5 5	23
46		6.00	14
17		5.88	22
18		5.00	15
10		5 72	21
50		5 32	13
51		6.05	17
52		4.87	12
52		4.07	13
50		6 10	21
55		6.60	17
55		4.60	12
50		4.09	10
50		5 27	15 25
50	MG	5.57	10
60		6.28	15
61		6.00	10
62		6 1 1	16
62		1 24	12
64		4.34	12
65		4.50	13
66		5.34	17
67		1 15	12
68		5 28	28
60		6.82	19
70		6.02	16
70	Zones in	terface	10
71	MNT2	7 02	112
72		7.03	112
72		6.76	112
7/		6.70	112
1/4	I	0.55	112

75		6.48	112	
76		7.65	130	
77	GUA3	6.55	75	
78		5.62	60	
79		5.72	60	
80		6.03	60	
81		6.34	60	
82		6.38	60	
83		5.99	60	
84		5.76	60	
85		7.84	146	
86		7.23	106	
87		6.00	60	
88		5.56	60	
89		6.30	60	
90		6.12	60	
91		6.53	64	
92		7.66	73	
93		7.20	132	
94		6.17	60	
95		6.08	60	
96		6.48	60	
97		7.78	78	
98		7.39	118	
99		6.52	85	
100		6.63	61	
101		7.38	81	
102		6.75	95	
103		7.03	110	
104		7.32	99	
105		5.70	60	
106		6.05	60	
107		6.70	91	
	Zones in	traslab		
108	MAR2	6.30	130	
109		6.34	207	
110		6.57	185	
111		6.66	170	
112		6.10	129	
113		6.34	207	

114		6.57	185
115	MONT2	6.76	116
116		5.89	144
117		5.89	143
118		5.80	115
119		5.58	141
120		5.58	141
121		6.76	116
122		5.89	146
123	GUA2	5.80	111
124		5.80	107
125		5.77	76
126		5.58	89
127		6.00	98
128		5.80	111
129		5.80	107
130		5.33	86
131		4.70	72
132		5.80	107
133		6.00	75
134		5.80	106
135		5.80	106
136		5.06	129
137		4.70	72
138		5.80	111
139		5.80	112
140		5.80	111
141		5.60	79
142		5.06	129
143		5.80	108
144		5.80	106
145		6.00	75
146		5.80	107
147		5.80	106
148		5.80	110
149		5.43	128
150		5.80	111
MAR	TINIQUE		
	Zones su	perficielle	es
151	MD	4.84	10
152		4.29	10
-----	----------	---------	-----
53		5.45	10
154		5.94	44
155		5.49	10
156		4.99	10
157		5.18	10
158		5.74	10
159		4.22	10
160		4.68	10
161		4.20	10
162		4.63	10
L63		4.69	10
	Zones in	terface	
64	MAR3	6.68	86
.65		6.99	94
66		5.92	78
L67		6.11	78
168		6.18	78
169		7.69	88
170		6.76	81
171		6.20	78
172		6.67	85
.73		7.37	97
174		7.60	89
L75		6.47	80
L76		7.36	78
177		7.39	83
178		7.59	98
179		6.44	82
.80		7.01	92
	Zones in	traslab	
181	SVI1	5.80	247
182		6.57	297
183		6.57	297
184		6.57	292
185		6.30	280
186		6.57	297
187	MAR1	5.89	189
188		5.80	191
189		5.80	191

230	5.92	179		271	5.58	142
231	6.34	258		272	5.55	187
232	5.58	124		273	6.76	154
233	5.89	143		274	6.34	203
234	5.80	140		275	6.57	185
235	5.80	198		276	5.58	134
236	5.55	143		277	6.23	252
237	5.89	133		278	5.80	170
238	5.89	189		279	6.57	185
239	6.66	170		280	5.89	205
240	6.34	217		281	5.55	182
241	6.34	188		282	6.30	205
242	6.34	138		283	5.58	142
243	6.39	259		284	5.88	153
244	6.34	225		285	6.34	188
245	5.80	140		286	6.76	154
246	5.55	180		287	5.55	180
247	5.89	138		288	5.80	120
248	6.57	165		289	6.34	188
249	5.58	148		290	6.23	252
250	7.24	232		291	6.34	209
251	6.57	232		292	6.57	226
252	5.55	144		293	5.77	133
253	7.24	232		294	6.57	223
254	5.58	139		295	5.92	179
255	6.39	259		296	5.58	139
256	5.88	153		297	5.55	182
257	5.58	192		298	6.23	131
258	6.34	148		299	5.89	143
259	6.57	165		300	5.80	154
260	5.89	134		T-11		
261	5.55	135		I ableau 22 magnitude et	2: Informat distance n	10NS de our les 200
262	6.57	185	accélérogrammes séléctionnés			éctionnés
263	6.34	209		5		

5.55

5.58

5.89

6.34

5.89

6.34

5.58

ID	Zone	Code Signal	Séisme	Profondeur (km)
108	MAR2	4782y	Chigmit Mountains	82
109		13051y	Calima	77
110		4177y	Taumaranui	173
111		3837x	Te Anau	73
112		5496y	Andreanof Islands	69
113		13051x	Calima	77
114		4178y	Taumaranui	173
115	MONT2	4694x	Nisqually	52
116		4127y	Marlborough	84
117		4108x	Marlborough	84
118		3942x	Cape Jackson	90
119		4061y	Patea	87
120		4061x	Patea	87
121		4694y	Nisqually	52
122		4098x	Marlborough	84
123	GUA2	4205y	Cape Jackson	90
124		4232y	Cape Jackson	90
125		5967y	Shikotan (aftershock)	60
126		3892x	Patea	87
127		4371y	Talkeetna Mountains	58
128		4200x	Cape Jackson	90
129		4232x	Cape Jackson	90
130		5954y	Shikotan (aftershock)	52
131		5524y	Andreanof Islands	61
132		3944y	Cape Jackson	90
133		4372x	Talkeetna Mountains	58
134		4231x	Cape Jackson	90
135		4229x	Cape Jackson	90
136		6023y	Shikotan (aftershock)	52
137		5524x	Andreanof Islands	61
138		4202x	Cape Jackson	90
139		4195y	Cape Jackson	90
140		3950y	Cape Jackson	90
141		5577x	NW of Anchorage	62
142		6023x	Shikotan (aftershock)	52
143		4194y	Cape Jackson	90
144		4231y	Cape Jackson	90

145		4372y	Talkeetna Mountains	58
146		3962x	Cape Jackson	90
147		4230y	Cape Jackson	90
148		3975y	Cape Jackson	90
149		5872y	Rhodos island	127
150		4206y	Cape Jackson	90
181	SVI1	3936x	Cape Jackson	90
182		4242y	Taumaranui	173
183		3773у	Taumaranui	173
184		4313y	Taumaranui	173
185		4781y	Chigmit Mountains	82
186		3770x	Taumaranui	173
187	MAR1	4101x	Marlborough	84
188		4219y	Cape Jackson	90
189		4219x	Cape Jackson	90
190		4284y	Off coast of Patea	122
191		3992y	Off coast of Patea	122
192		4783y	Chigmit Mountains	82
193		4081y	Patea	87
194	SVI2	4298x	Marlborough	84
195		4283y	Off coast of Patea	122
196		4069x	Patea	87
197		4280x	Off coast of Patea	122
198		3942y	Cape Jackson	90
199		4291x	Patea	87
200		3931x	Cape Jackson	90
201		4298y	Marlborough	84
202		3991x	Off coast of Patea	122
203		4124x	Marlborough	84
204		4124y	Marlborough	84
205	MAR2	4178x	Taumaranui	173
206		4297x	Marlborough	84
207		4076x	Patea	87
208		7667y	India-Burma border	53
209		4108y	Marlborough	84
210		13048x	Calima	77
211		13033x	Calima	77
212		4113x	Marlborough	84
213		4098y	Marlborough	84
214		13046x	Calima	77

215	13032x	Calima	77
216	13050x	Calima	77
217	4103y	Marlborough	84
218	5496x	Andreanof Islands	69
219	3765x	Taumaranui	173
220	4009x	Off coast of Patea	122
221	6026x	Shikotan (aftershock)	60
222	4281x	Off coast of Patea	122
223	13032y	Calima	77
224	4063x	Patea	87
225	3762x	Taumaranui	173
226	4283x	Off coast of Patea	122
227	4782x	Chigmit Mountains	82
228	4113y	Marlborough	84
229	7761y	On Pacific coast of Nicaragua	137
230	236x	Buchak	98
231	13038y	Calima	77
232	4052x	Patea	87
233	4123x	Marlborough	84
234	3940x	Cape Jackson	90
235	3939y	Cape Jackson	90
236	4281y	Off coast of Patea	122
237	4125x	Marlborough	84
238	4101y	Marlborough	84
239	3837y	Te Anau	73
240	13033y	Calima	77
241	13037y	Calima	77
242	13034y	Calima	77
243	7619x	India-Burma border	118
244	13039x	Calima	77
245	3940y	Cape Jackson	90
246	3999x	Off coast of Patea	122
247	4103x	Marlborough	84
248	5320y	El Arenal	74
249	4076y	Patea	87
250	7578y	India-Burma border	100
251	3762y	Taumaranui	173
252	4280y	Off coast of Patea	122
253	7578x	India-Burma border	100
254	4077x	Patea	87
255	7619y	India-Burma border	118

256	7763y	On Pacific coast of Nicaragua	137
257	4081x	Patea	87
258	13048y	Calima	77
259	5320x	El Arenal	74
260	4297y	Marlborough	84
261	3991y	Off coast of Patea	122
262	4180x	Taumaranui	173
263	13043x	Calima	77
264	4005x	Off coast of Patea	122
265	4058y	Patea	87
266	4125y	Marlborough	84
267	13039y	Calima	77
268	4127x	Marlborough	84
269	13044x	Calima	77
270	4291y	Patea	87
271	4062y	Patea	87
272	3989y	Off coast of Patea	122
273	4684x	Nisqually	52
274	13041y	Calima	77
275	4180y	Taumaranui	173
276	4069y	Patea	87
277	7671x	India-Burma border	53
278	3946x	Cape Jackson	90
279	4177x	Taumaranui	173
280	4096x	Marlborough	84
281	4005y	Off coast of Patea	122
282	4783x	Chigmit Mountains	82
283	4062x	Patea	87
284	7761x	On Pacific coast of Nicaragua	137
285	13037x	Calima	77
286	4684y	Nisqually	52
287	3992x	Off coast of Patea	122
288	4217x	Cape Jackson	90
289	13044y	Calima	77
290	7671y	India-Burma border	53
291	13043y	Calima	77
292	3765y	Taumaranui	173
293	6026y	Shikotan (aftershock)	60
294	4310x	Taumaranui	173
295	236y	Buchak	98
296	4077y	Patea	87

297	4	284x	Off coast of Patea	122
298	7	'667x	India-Burma border	53
299	4	123y	Marlborough	84
300	3	931y	Cape Jackson	90

Tableau 23: Métadonnées sur les accélérogrammes naturels sélectionnés à partir de la base de données d'Imperial College (e.g. Ambraseys et al., 2004 ; Douglas et al., 2004)

## Annexe 2

## Paramètres de mouvement fort des accélérogrammes au rocher

Voir tableur Excel joint à ce rapport.

## Annexe 3

## Paramètres de mouvement fort des accélérogrammes selon les types de sols

Voir tableur Excel joint à ce rapport.



Centre scientifique et technique Direction Risques et Prévention 3, avenue Claude-Guillemin BP 36009 – 45060 Orléans Cedex 2 – France – Tél. : 02 38 64 34 34