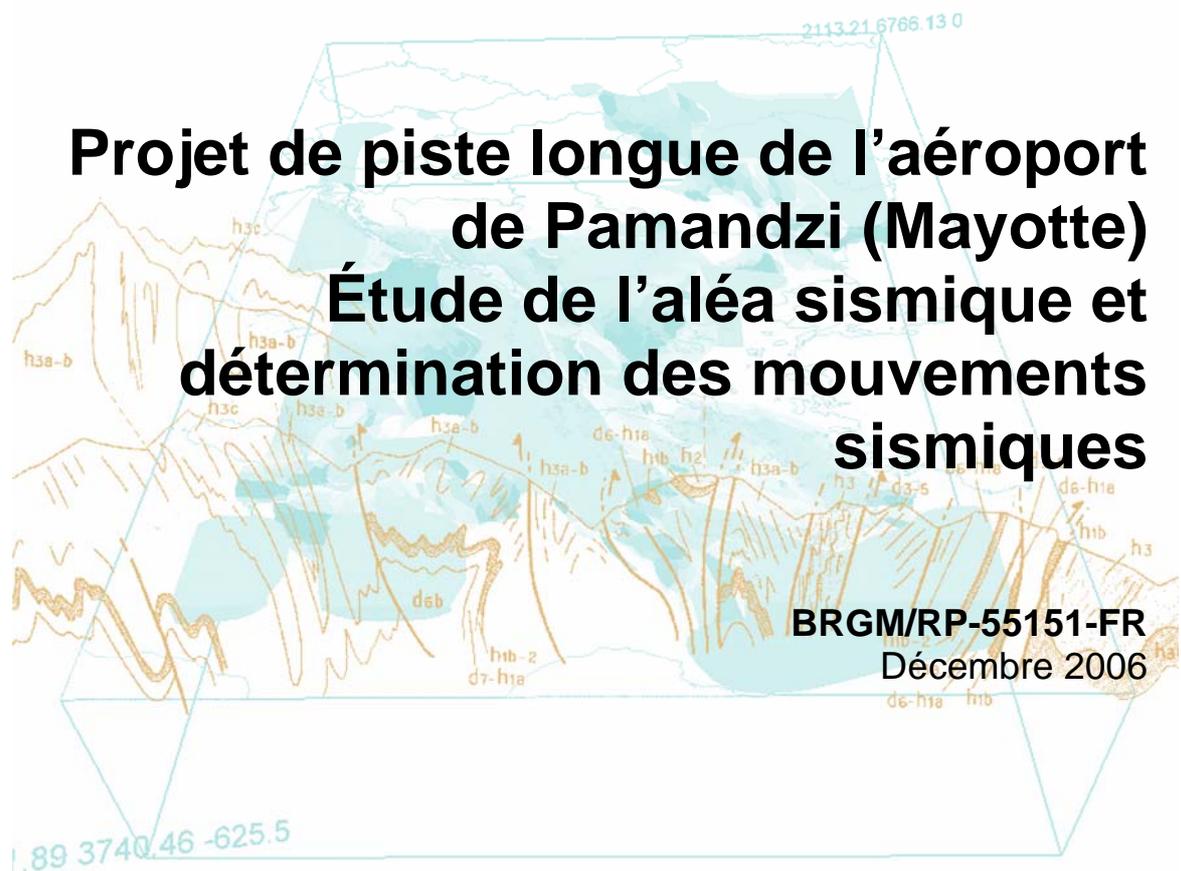


**Document public**



# Projet de piste longue de l'aéroport de Pamandzi (Mayotte) Étude de l'aléa sismique et détermination des mouvements sismiques

**BRGM/RP-55151-FR**  
Décembre 2006

# **Projet de piste longue de l'aéroport de Pamandzi (Mayotte) Étude de l'aléa sismique et détermination des mouvements sismiques**

BRGM/RP-55151-FR

Étude réalisée dans le cadre des opérations de  
services public 2006 du BRGM – 05RISH03

Décembre 2006

**S. Auclair, E. Vanoudheusden, J. Rey, A. Roullé, J.-C. Audru et G. Eucher**

**Vérificateur :**

Nom : P. Dominique

Date :

Signature :

(Ou Original signé par)

**Approbateur :**

Nom : P. Roubichou

Date :

Signature :

(Ou Original signé par)

**Le système de management de la qualité du BRGM est certifié AFAQ ISO 9001:2000.**

**Mots clés** : Aléa sismique, effet de site, aéroport, Pamandzi, Mayotte, Comores.

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

S. Auclair, E. Vanoudheusden, J. Rey, A. Roullé, J.-C. Audru et G. Eucher (2006) –  
Projet de piste longue de l'aéroport de Pamandzi (Mayotte). Étude de l'aléa sismique et  
détermination des mouvements sismiques. Rapport BRGM/RP-55151-FR, 55 p.,  
18 illust., 13 tabl., 1 annexe.

## Synthèse

Cette étude a été réalisée à la demande de la Direction de l'Équipement de Mayotte, Service des Bases Aériennes, pour dimensionner le remblai du projet de piste longue de 2600 m de l'aéroport de Pamandzi (Mayotte).

La Direction de l'Équipement a souhaité obtenir un spectre de réponse utilisable pour l'ensemble du projet, afin de dimensionner le remblai de la piste en intégrant la prise en compte de l'aléa sismique régional et local. La source sismique retenue est une source proche (distance focale à 10 km). L'intensité du séisme de référence est de VII-VIII MSK sur le site de l'aéroport de Pamandzi.

Trois configurations du type de sols correspondant au modèle géomécanique à l'aplomb du projet ont été définies afin de tenir compte des conditions particulières du site de l'aéroport de Pamandzi. Les spectres spécifiques qui en résultent sont fournis en Illustration 12, 13 et 14 et tableaux 7, 8 et 9.

Les accélérations horizontales maximales du sol tenant compte 1) des conditions de site de l'aéroport et 2) de la classe D des installations, sont respectivement de 0.25, 0.39 et 0.23 g (soit 2.5, 3.9 et 2.3 m/s<sup>2</sup>) pour les zones correspondant aux colonnes de sol 1, 2 et 3 (zones définies sur l'illustration 7).

La susceptibilité et les potentialités de liquéfaction en fonction des agressions sismiques définies sur le site ont été traitées.

Seuls les sables coralliens présents sur le site de projet ont été considérés comme potentiellement liquéfiables.

Conformément aux règles PS 92 – norme NF P 06-013 – les zones de projet n°1 et 3, actuellement en mer, peuvent liquéfier<sup>1</sup>, ce qui réglementairement doit conduire soit à un traitement de l'horizon vulnérable soit à un renforcement des fondations. Toutefois, les calculs d'intensité de liquéfaction montrent qu'en cas d'occurrence du séisme de référence, les effets en surface de la liquéfaction devraient rester très modérés.

Par conséquent, nous recommandons d'adopter des dispositions constructives légères dans la zone n°1 et dans la zone n°3, ces dispositions étant énoncées au chapitre 6.3.5.

Ces conclusions ne valent que pour les hypothèses retenues pour la présente étude. Ces hypothèses sont fondées sur l'exploitation des reconnaissances disponibles à ce jour. Si en cours de travaux, des conditions de sols sensiblement différentes venaient à être rencontrées, il conviendrait de réexaminer si les résultats de la présente étude sont encore valables.

---

<sup>1</sup> Il convient de souligner que ces conclusions sont conditionnées au fait que les sables coralliens se révèlent effectivement susceptibles de liquéfier (ce qui n'a pu être vérifié faute de granulométrie effectuée sur ce matériau).

## Sommaire

<b>Synthèse</b> .....	<b>5</b>
<b>1. Introduction</b> .....	<b>9</b>
<b>2. État de la réglementation à Mayotte</b> .....	<b>10</b>
<b>3. Détermination des mouvements sismiques de référence au rocher</b> .....	<b>11</b>
3.1. CARACTERISTIQUES DU SEISME DE REFERENCE.....	11
3.2. CALCUL DES MOUVEMENTS SISMIQUES DE RÉFÉRENCE A MAYOTTE .	11
<b>4. Synthèse géologique et géotechnique</b> .....	<b>15</b>
4.1. PREAMBULE .....	15
4.2. DOCUMENTS DE REFERENCE.....	15
4.3. DONNEES .....	15
4.3.1. Contexte géologique.....	15
4.3.2. Contexte géotechnique et géophysique .....	16
4.4. CARACTERISATION DES UNITES GEOMECHANQUES .....	18
4.4.1. Horizon superficiel .....	18
4.4.2. Sable corallien .....	18
4.4.3. Cendres volcaniques avec ou sans ponces.....	19
4.4.4. Calcaire récifal .....	19
4.5. HYDROGEOLOGIE .....	19
4.6. ÉTABLISSEMENT DES COLONNES DE SOLS .....	19
<b>5. Spectres de réponse compte tenu des conditions de site</b> .....	<b>22</b>
5.1. PRÉSENTATION DU PROBLÈME .....	22
5.1.1. Méthodes empirico-statistiques .....	22
5.1.2. Méthodes numériques .....	22
5.2. CHOIX DU SPECTRE SPÉCIFIQUE TENANT COMPTE DES CONDITIONS DE SITE .....	23
<b>6. Potentialités de liquéfaction</b> .....	<b>34</b>
6.1. AVANT-PROPOS.....	34
6.2. DEFINITION ET METHODE .....	34
6.2.1. Susceptibilité qualitative à la liquéfaction.....	35
6.2.2. Susceptibilité quantitative à la liquéfaction .....	35

6.3. APPRECIATION DES POTENTIALITES DE LIQUEFACTION DU SITE D'ETUDE	
38	
6.3.1. Formations à analyser .....	38
6.3.2. Contexte hydrogéologique.....	38
6.3.3. Susceptibilité qualitative à la liquéfaction .....	39
6.3.4. Susceptibilité quantitative et opportunité à la liquéfaction .....	41
6.3.5. Préconisations en terme de dispositions constructives .....	46
<b>7. Conclusions .....</b>	<b>47</b>
<b>8. Références bibliographiques .....</b>	<b>48</b>
<b>ANNEXE 1 .....</b>	<b>49</b>

## Liste des illustrations

Illustration 1 - Localisation du projet de piste longue en carte (zone rouge dans l'image de gauche) et en vue oblique (zone jaune dans l'image de droite).....	9
Illustration 2 - Spectre de réponse élastique du séisme de référence au rocher horizontal affleurant. Amortissements : 2, 5, 10 et 20 % .....	12
Illustration 3 - Coupe schématique ouest-est de Grande Terre (à gauche) à Petite Terre (à droite).....	16
Illustration 4 - Emplacement des sondages en mer : 2 sondages pressiométriques (SP1 et SP2) et 8 sondages destructifs (SD1 à SD9 - pas de SD3).....	17
Illustration 5 - Emplacement des sondages sur terre : 2 sondages carottés (SC1 et SC2), 4 sondages destructifs (F1, F2, F4 et F6), 2 sondages pressiométriques (F3 et F7) et 8 sondages à la pelle (SM1 à SM8). .....	17
Illustration 6 - Localisation des points de mesure H/V en carte (image de gauche) et en vue oblique (image de droite).....	18
Illustration 7 - Position des zones correspondant aux différentes colonnes de sol.....	21
Illustration 8 - Spectres synthétiques et naturels utilisés pour la méthode numérique .....	23
Illustration 9 - Comparaison, pour la colonne de sol n°1, du spectre spécifique au rocher horizontal affleurant avec ceux tenant compte des effets de site et du spectre retenu pour un amortissement de 5%.....	25
Illustration 10 - Comparaison, pour la colonne de sol n°2, du spectre spécifique au rocher horizontal affleurant avec ceux tenant compte des effets de site et du spectre retenu pour un amortissement de 5%.....	26
Illustration 11 - Comparaison, pour la colonne de sol n°3, du spectre spécifique au rocher horizontal affleurant avec ceux tenant compte des effets de site et du spectre retenu pour un amortissement de 5%.....	27
Illustration 12 - Spectre de réponse élastique horizontal tenant compte, pour la colonne de sol n°1, des conditions de site et de la classe d'ouvrage (classe D) de l'aéroport de Pamandzi. Amortissements : 2, 5, 10 et 20% .....	28
Illustration 13 - Spectre de réponse élastique horizontal tenant compte, pour la colonne de sol n°2, des conditions de site et de la classe d'ouvrage (classe D) de l'aéroport de Pamandzi. Amortissements : 2, 5, 10 et 20% .....	29

Illustration 14 - Spectre de réponse élastique horizontal tenant compte, pour la colonne de sol n°3, des conditions de site et de la classe d'ouvrage (classe D) de l'aéroport de Pamandzi. Amortissements : 2, 5, 10 et 20%.	30
Illustration 15 - Résultats des mesures H/V pour les terrains représentatifs de la colonne de sol n°1.	50
Illustration 16 - Résultats des mesures H/V pour les terrains représentatifs de la colonne de sol n°2.	51
Illustration 17 - Résultats des mesures H/V pour les terrains représentatifs de la colonne de sol n°3.	52
Illustration 18 - Résultats des mesures H/V pour les points de mesure 8 et 9.	52

## Liste des tableaux

Tableau 1 - Séisme de référence retenu pour l'étude de l'aléa sismique sur le site de l'aéroport.	11
Tableau 2 - Valeurs de A, V et D du spectre de réponse élastique du séisme de référence au rocher horizontal affleurant.	13
Tableau 3 - Propriétés de la colonne de sol 1.	20
Tableau 4 - Propriétés de la colonne de sol 2.	20
Tableau 5 - Propriétés de la colonne de sol 3.	20
Tableau 6 - caractéristiques des accélérogrammes réels utilisés pour la modélisation numérique.	23
Tableau 7 - Spectre de réponse élastique horizontal avec, pour la colonne de sol n°1, prise en compte des effets de site et de la classe d'ouvrages à considérer pour l'aéroport de Pamandzi. Valeurs de A, V et D.	31
Tableau 8 - Spectre de réponse élastique horizontal avec, pour la colonne de sol n°2, prise en compte des effets de site et de la classe d'ouvrages à considérer pour l'aéroport de Pamandzi. Valeurs de A, V et D.	32
Tableau 9 - Spectre de réponse élastique horizontal avec, pour la colonne de sol n°3, prise en compte des effets de site et de la classe d'ouvrages à considérer pour l'aéroport de Pamandzi. Valeurs de A, V et D.	33
Tableau 10 – Colonne 1 – zone 1 – Paramètres retenus pour le calcul de liquéfaction.	42
Tableau 11 – Colonne 3 – zone 3 – Paramètres retenus pour le calcul de liquéfaction.	42
Tableau 12 – Colonne 1, calcul de l'intensité de liquéfaction	44
Tableau 13 – Colonne 3, calcul de l'intensité de liquéfaction	45

## Liste des annexes

ANNEXE 1	49
----------	----

# 1. Introduction

Cette étude a été réalisée à la demande de la Direction de l'Équipement de Mayotte, Service des Bases Aériennes. Elle porte sur le projet dit « piste longue » de l'aéroport de Pamandzi (Mayotte).

La piste longue envisagée (piste convergente QFU 15-33) atteindrait 2600 m de longueur, en partie en remblais sur le platier de l'île de Petite-Terre et en partie à terre sur le site de la balise VOR. Ce type de piste permettrait d'assurer des liaisons directes à pleine charge entre Mayotte et Paris (les liaisons actuelles sont à charge limitée et s'effectuent via des escales à La Réunion ou à Moroni aux Comores).

La Direction de l'Équipement a souhaité obtenir un spectre de réponse utilisable pour l'ensemble du projet, afin de dimensionner le remblai de la piste en intégrant la prise en compte de l'aléa sismique régional et local.

Le plan général des travaux indiquant la localisation du projet a été fourni par la DE au BRGM. Conformément à la demande de la DE, cette étude concerne exclusivement l'emprise de la piste longue, située à l'ouest de la piste actuelle (voir l'illustration ci-dessous), soit une superficie d'environ 0,72 km<sup>2</sup>.

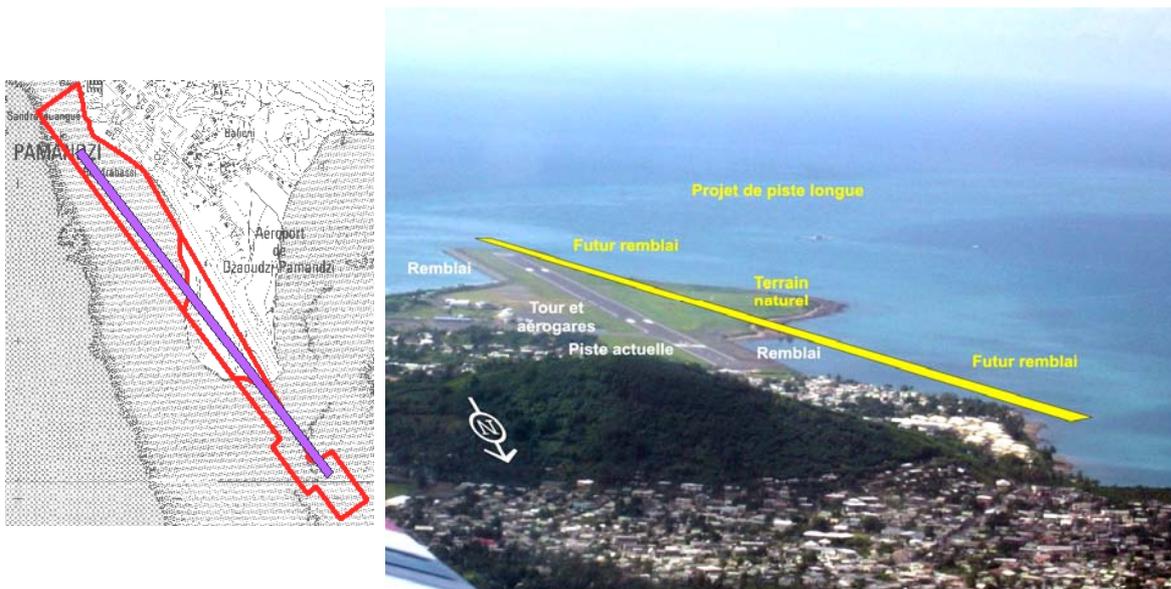


Illustration 1 - Localisation du projet de piste longue en carte (zone rouge dans l'image de gauche) et en vue oblique (zone jaune dans l'image de droite).

Cette étude comprend successivement :

- Un rappel de la réglementation en vigueur,
- Un rappel des caractéristiques du séisme de référence sur le site adapté au contexte sismotectonique,
- Une synthèse géotechnique à partir des différents essais réalisés sur le site permettant de déterminer le modèle de sol multicouche en plusieurs points le long de la piste,

- La détermination des mouvements sismiques de référence sous la forme de spectres spécifiques, d'une part au rocher et, d'autre part, en tenant compte des conditions de site.
- L'étude de la potentialité de liquéfaction du site.

## 2. État de la réglementation à Mayotte

Mayotte n'est pas soumise pour l'instant à la réglementation parasismique nationale française (zonage sismique national présenté dans le décret n°91-461 du 14 mai 1991). Toutefois, Mayotte peut être soumise à des séismes potentiellement destructeurs, une démarche de prise en compte du risque sismique dans cette île semble donc à être encourager afin de protéger la population y résidant. Selon le « *Nouveau zonage sismique de la France* » (1985), l'île de Mayotte peut être classée, par analogie scientifique avec la réglementation française, en zone de sismicité 1b. Ce classement non officiel – l'application des règles PS92 n'est pas obligatoire à Mayotte - est conforté par l'étude récente de Bour et Sedan (2002).

Par ailleurs, compte tenu des résultats préliminaires obtenus par le BRGM en mai 2002 et de façon à proposer une définition des mouvements sismiques plus adaptée aux conditions locales que l'approche forfaitaire (PS92, EC8), il sera procédé à un calcul se basant sur la démarche préconisée par l'arrêté ministériel du 10 mai 1993 fixant les règles parasismiques applicables aux installations soumises à la législation sur les installations classées, ainsi que par sa circulaire d'application du 27 mai 1994. Toutefois, la majoration des spectres proposés d'un degré d'intensité pour un calcul au Séisme Majoré de Sécurité (SMS) ne sera pas appliquée.

L'étude sera donc basée sur une évaluation déterministe de l'aléa sismique régional qui bénéficiera en particulier des résultats des travaux réalisés par le BRGM :

- en 2000, par *Terrier M., Audru J.C., Bour M., Dominique P.* – *Étude de l'aléa sismique régional de l'île de Mayotte ; détermination du mouvement sismique de référence. Rapport BRGM RP-50250-FR* et
- en 2003, par *Sabourault P., Zornette N., Bitri A., Nédellec J.L. et Audru J.C.* – *Projet d'extension de l'aéroport de Pamandzi, Mayotte. Évaluation de l'aléa sismique local. Rapport BRGM/RP-52438-FR.*

L'approche déterministe spécifique (arrêté du 10 mai 1993) consiste à :

- procéder à l'évaluation déterministe de l'aléa sismique régional, à partir d'une analyse sismotectonique.
- définir l'intensité du séisme de référence. Cette définition conduira à fixer les hypothèses de sollicitations sismiques (caractéristiques de la source, distance focale) à retenir pour le calcul du spectre de réponse élastique horizontal « au rocher horizontal affleurant » ;
- calculer le spectre de réponse élastique horizontal pour une condition standard de sol (« rocher horizontal affleurant ») ;
- calculer les spectres de réponse élastique horizontaux tenant compte des conditions géotechniques particulières du site.

### 3. Détermination des mouvements sismiques de référence au rocher

#### 3.1. CARACTERISTIQUES DU SEISME DE REFERENCE

L'intensité la plus forte obtenue sur l'île de Mayotte est induite par le séisme du 1<sup>er</sup> décembre 1993, d'intensité épacentrale estimée à VII-VIII, qui correspond à une source sismique proche (Terrier *et al.*, 2000). Le séisme du 1<sup>er</sup> décembre 1993 est le séisme de référence de l'unité sismotectonique de l'archipel des Comores contenant Mayotte. Les caractéristiques focales de ce séisme (intensité épacentrale, profondeur focale, magnitude) sont données dans le Tableau 1. **En l'état actuel des connaissances, aucun autre séisme de référence n'est susceptible de conduire à des mouvements plus pénalisants sur l'île de Mayotte.** Pour les besoins de l'étude, ce séisme est ramené sous le site, en position la plus défavorable, c'est-à-dire à une distance focale de 10 km.

	Séisme de référence
Date	1 <sup>er</sup> décembre 1993
Intensité épacentrale (MSK)	VII-VIII
Profondeur focale (km)	10
Magnitude	5,2
Distance focale minimale au site (km)	10

Tableau 1 - Séisme de référence retenu pour l'étude de l'aléa sismique sur le site de l'aéroport.

#### 3.2. CALCUL DES MOUVEMENTS SISMIQUES DE RÉFÉRENCE A MAYOTTE

Les mouvements sismiques de référence susceptibles d'être induits au rocher horizontal affleurant sur l'île de Mayotte, sont estimés à partir du séisme de référence identifié au paragraphe 3.1.

Le spectre spécifique pour l'île de Mayotte est présenté pour des amortissements de 2, 5, 10 et 20 % en Illustration 2. Pour les amortissements différents de 5 %, les coefficients de passage sont adaptés de ceux proposés par Newmark *et al.* (1976) ou par les règles parasismiques françaises :

pour des fréquences inférieures à 3 Hz :	pour des fréquences supérieures à 3 Hz :
- passage de 2 à 5 % : 1,20 ;	- passage de 2 à 5 % : 1,37 ;
- passage de 5 à 10 % : 1,20 ;	- passage de 5 à 10 % : 1,37 ;
- passage de 10 à 20 % : 1,20.	- passage de 10 à 20 % : 1,37.

Les valeurs correspondantes de déplacement D, de vitesse V et d'accélération A en fonction de la fréquence F sont précisées sur le Tableau 2 pour chacun des spectres à 2,

5, 10 et 20 % d'amortissement. Les valeurs intermédiaires seront interpolées linéairement sur les diagrammes logarithmiques.

Rappelons que ce spectre est défini « au rocher horizontal affleurant », autrement dit pour des conditions standard de sol ferme à rocheux. Selon les terrains (épaisseur et résistance mécanique des formations en place) sur lesquels reposent les installations de l'île de Mayotte, les mouvements sismiques de référence doivent tenir compte des conditions locales de site.

**L'accélération horizontale maximale susceptible d'être produite sur Mayotte par le séisme de référence retenu « au rocher horizontal affleurant » vaut 0,15 g, soit 1,5 m.s<sup>-2</sup>.**

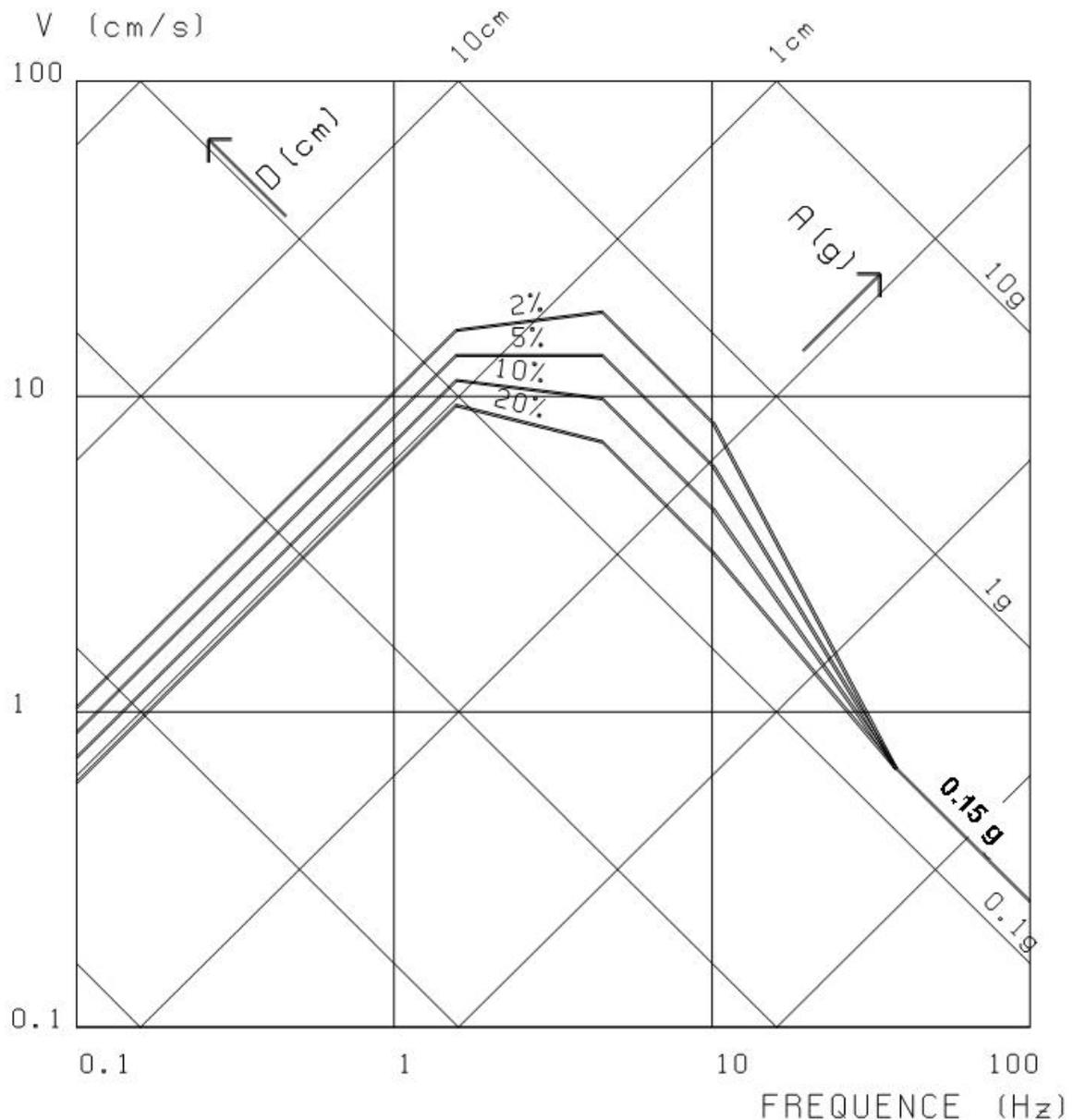


Illustration 2 - Spectre de réponse élastique du séisme de référence au rocher horizontal affleurant. Amortissements : 2, 5, 10 et 20 %.

<b>F (Hz)</b>	<b>amortissement (%)</b>	<b>A (g)</b>	<b>V (cm/s)</b>	<b>D (cm)</b>
0,1	2	0,0007	1,03	1,64
	5	0,0005	0,86	1,37
	10	0,0005	0,72	1,14
	20	0,0004	0,60	0,95
1,57	2	0,16	16,20	1,64
	5	0,13	13,50	1,37
	10	0,11	11,25	1,14
	20	0,09	9,38	0,95
4,5	2	0,52	18,50	0,65
	5	0,38	13,50	0,48
	10	0,28	9,85	0,35
	20	0,20	7,19	0,25
10,1	2	0,52	8,22	0,13
	5	0,38	6,00	0,09
	10	0,28	4,38	0,07
	20	0,20	3,20	0,05
38	tous	0,15	0,66	0,00

Tableau 2 - Valeurs de A, V et D du spectre de réponse élastique du séisme de référence au rocher horizontal affleurant.



## 4. Synthèse géologique et géotechnique

### 4.1. PREAMBULE

L'objectif de cette analyse géotechnique est d'identifier et de caractériser une ou plusieurs colonnes de « sol » (formations géologiques) représentatives du site en dehors des zones où le rocher est affleurant ou sub-affleurant, afin de calculer le spectre de réponse tenant compte des conditions de site.

### 4.2. DOCUMENTS DE REFERENCE

Pour mener à bien cette étude, nous avons eu à notre disposition les documents suivants :

- les annexes partie C du rapport établi par le laboratoire d'analyse et de contrôle SEGC, intitulé « Construction de la piste longue aéroportuaire de Mayotte à Pamandzi », daté de juillet – août 2006, contenant les logs des sondages effectués à terre et en mer et les résultats des essais de laboratoire,
- les résultats des essais sismiques H/V et SASW réalisés par le BRGM en juin 2005,
- le rapport BRGM/RP-52438-FR d'évaluation de l'aléa sismique local pour l'extension de l'aéroport (2003).

### 4.3. DONNEES

#### 4.3.1. Contexte géologique

L'île volcanique de Petite-Terre a la particularité d'être incorporée à la barrière récifale.

En effet, Petite-Terre a été construite par des éruptions volcaniques récentes (probablement moins de 7000 ans) et postérieures à la formation de la barrière récifale. Les matériaux ont été émis par des cheminées ayant percé le récif.

Après les éruptions volcaniques, la croissance du récif s'est poursuivie de sorte que le volcan a été bien intégré à la barrière (Guilcher, 1965, cité par Sabourault *et al.*, 2003).

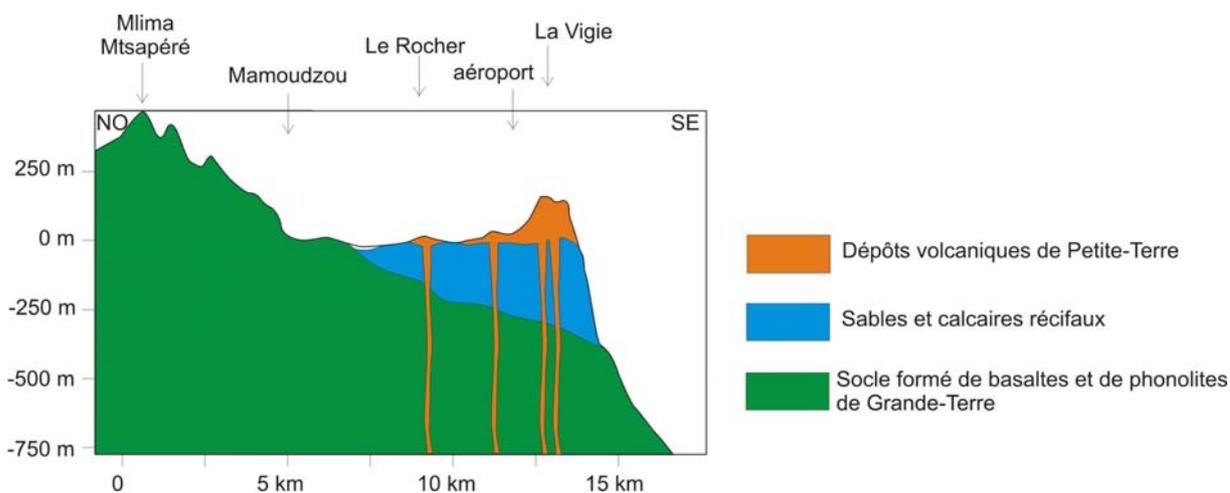


Illustration 3 - Coupe schématique ouest-est de Grande Terre (à gauche) à Petite Terre (à droite).

#### 4.3.2. Contexte géotechnique et géophysique

L'ensemble des investigations géotechniques réalisées par SEGC Mayotte pour ce projet de piste longue a consisté en :

- des sondages à terre : 2 sondages carottés de 20 ml, 4 sondages destructifs de 10ml avec enregistrement des paramètres, 8 sondages à la pelle (profondeur maximale 5 m) avec prélèvements d'échantillons et 2 sondages pressiométriques de 10 ml (avec 1 essai pressiométrique tous les mètres),
- des sondages en mer : 8 sondages destructifs de 20 ml avec enregistrement de paramètres et 2 sondages pressiométriques de 20 ml (avec 1 essai pressiométrique tous les mètres),
- des essais en laboratoire sur 8 échantillons : granulométrie, valeurs au bleu, teneur en eau naturelle, essais Proctor (sur 3 échantillons).

L'emplacement des sondages est précisé sur l'illustration 4 et l'illustration 5.



Illustration 4 - Emplacement des sondages en mer : 2 sondages pressiométriques (SP1 et SP2) et 8 sondages destructifs (SD1 à SD9 - pas de SD3).



Illustration 5 - Emplacement des sondages sur terre : 2 sondages carottés (SC1 et SC2), 4 sondages destructifs (F1, F2, F4 et F6), 2 sondages pressiométriques (F3 et F7) et 8 sondages à la pelle (SM1 à SM8).

Dans le cadre de cette étude, des investigations géophysiques ont également été réalisées par le BRGM :

- en 2003, 1 mesure SASW, au niveau de l'actuelle aérogare .
- en 2005, 13 mesures H/V, réparties sur la longueur de la future piste.

L'emplacement des mesures H/V est indiqué sur l'illustration 6.

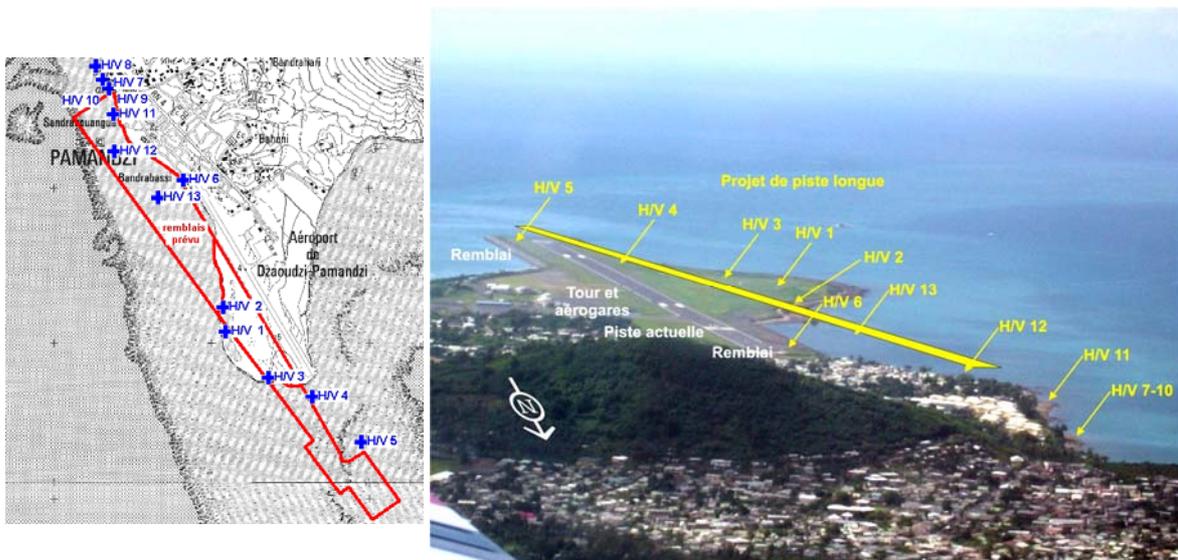


Illustration 6 - Localisation des points de mesure H/V en carte (image de gauche) et en vue oblique (image de droite).

L'étude de 2003 concernant l'extension de l'aéroport (Sabourault et al. 2003) présente les résultats de 26 points de mesures H/V et de 10 profils de SASW, sur la partie est de l'aéroport. Ces données seront exploitées dans cette étude, en plus des données acquises en juin 2005.

#### 4.4. CARACTERISATION DES UNITES GEOMECHANQUES

##### 4.4.1. Horizon superficiel

Cette formation est observée sur les sondages à terre.

Elle est présente sur 0,5 à 5 m d'épaisseur, selon la position du sondage. Sur les sondages au nord de la future piste (F6 à SM8) et sur le sondage à l'extrême sud (F1) cet horizon est reconnu sur 3 à 5 m de profondeur ; sur les sondages centraux, l'épaisseur est plus faible (de 0,5 à 2 m).

Cet horizon est constitué de terre végétale et remblais divers.

La vitesse des ondes S mesurée dans cet horizon est estimée à 150 m/s.

##### 4.4.2. Sable corallien

Il s'agit de sable avec débris coquilliers, issus du démantèlement des récifs coralliens, de compacité faible. Ces sables sont quasi-exclusivement rencontrés dans les sondages en mer. Ils sont affleurants en surface et leur épaisseur varie de 5 à 10 m.

Les essais pressiométriques effectués dans cette formation donnent des pressions limites  $pl^*$  variant entre 0,4 et 2 MPa, et des modules pressiométriques  $E_m$  entre 3,5 et 24 MPa.

La vitesse des ondes S dans cette formation est estimée à 550 m/s.

#### 4.4.3. Cendres volcaniques avec ou sans ponces

Le volcanisme récent de Mayotte, datant du Quaternaire, a produit des retombées et des petits cônes de cendres et de ponces trachytiques. Les ponces se présentent en petites granules arrondies emballées dans une matrice de cendres vitreuses fines, plus ou moins compactées (Sabourault *et al.*, 2003). Elles sont par exemple visibles dans les talus routiers du site aéroportuaire.

Les sondages ont mis en évidence différentes couches de cendres :

- dans la zone sud, au plus proche de la surface, des cendres fines argileuses molles, d'épaisseur 3 à 6 m ; les essais pressiométriques dans cette formation donnent  $pl^*$  entre 1,8 et 2,3 MPa et  $Em$  entre 13 et 22 MPa ; la vitesse des ondes S est estimée à 275 m/s,
- des cendres limono-argilo-sableuses, de compacité moyenne, d'épaisseur 0,2 à 10m ; dans cette formation les essais pressiométriques donnent des pressions limites  $pl^*$  comprises entre 0,2 et 2 MPa, et le module pressiométrique  $Em$  entre 3 et 17 MPa ; la vitesse  $Vs$  est égale à 325 m/s,
- des cendres plus grossières, plus ou moins indurées, que l'on rencontre plus en profondeur et souvent jusqu'à la fin des sondages situés les plus au nord ; l'épaisseur reconnue en sondage varie entre 3 et 14 m. La pression limite  $pl^*$  varie entre 1,4 et 2,9 MPa, le module pressiométrique entre 12 et 25 MPa ; la vitesse des ondes S est prise égale à 450 m/s.

#### 4.4.4. Calcaire récifal

Cet horizon correspond à la formation calcaire d'origine biologique se développant dans et en périphérie du lagon. Il n'est intercepté que dans les sondages profonds situés dans la partie nord de la future piste, à une profondeur d'au moins 6 m sous le niveau du TN.

Les essais pressiométriques montrent des caractéristiques hétérogènes, la pression limite variant de 0,6 à 3,1 MPa, et le module pressiométrique de 2,6 à 110 MPa.

La vitesse des ondes S est estimée à 630 m/s.

### 4.5. HYDROGEOLOGIE

Les sondages à la pelle sur terre ont repéré un niveau d'eau à la cote +0,3 à -1 NGM suivant la marée.

### 4.6. ÉTABLISSEMENT DES COLONNES DE SOLS

Afin de calculer le spectre de réponse tenant compte des conditions de site, il convient de définir la colonne de sol représentative du terrain en place. Cette colonne de sol doit intégrer plusieurs types de paramètres :

- la lithologie des horizons (sols cohérents, sols frottants ou rocher),
- la stratigraphie (séquence, épaisseur),
- la présence d'une nappe,

- les caractéristiques géomécaniques des horizons. Les formations lithologiques sont caractérisées par des valeurs moyennes telles que leur poids volumique ( $\gamma_h$ ). La vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) 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 une 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  $\gamma_c$ . Dans cette étude, les courbes  $G(\gamma)/G_{max}$  et  $D(\gamma)$  utilisées sont issues de la littérature (Kokusho, 1980, et Darendeli, 2001).

L'analyse des données a conduit à retenir trois colonnes de sol caractérisant la zone de la piste longue de l'aéroport de Pamandzi. Les caractéristiques retenues pour ces 3 colonnes sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Formation	Epaisseur colonne (m)	$V_s$ (m/s)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Sable corallien	10	550	19
Cendres fines molles	5	275	18
Cendres grossières	10	450	18,5
Substratum	infini	630	22

Tableau 3 - Propriétés de la colonne de sol 1

Formation	Epaisseur colonne (m)	$V_s$ (m/s)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Horizon superficiel	2	150	18
Cendres	10	325	18
Cendres grossières	15	450	18,5
Substratum	infini	630	22

Tableau 4 - Propriétés de la colonne de sol 2

Formation	Epaisseur colonne (m)	$V_s$ (m/s)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Sable corallien	10	550	19
Calcaire récifal	15	630	21
Substratum	infini	630	22

Tableau 5 - Propriétés de la colonne de sol 3

La colonne de sol 1 est représentative de la zone nord de la future piste longue, zone actuellement en mer ; la colonne 2 correspond à la zone sur terre (zone centrale de la future piste) ; la colonne 3 est déterminée à partir des sondages en mer effectués dans la zone sud du projet.

Les 3 zones sont présentées sur l'illustration 7 ci-dessous.

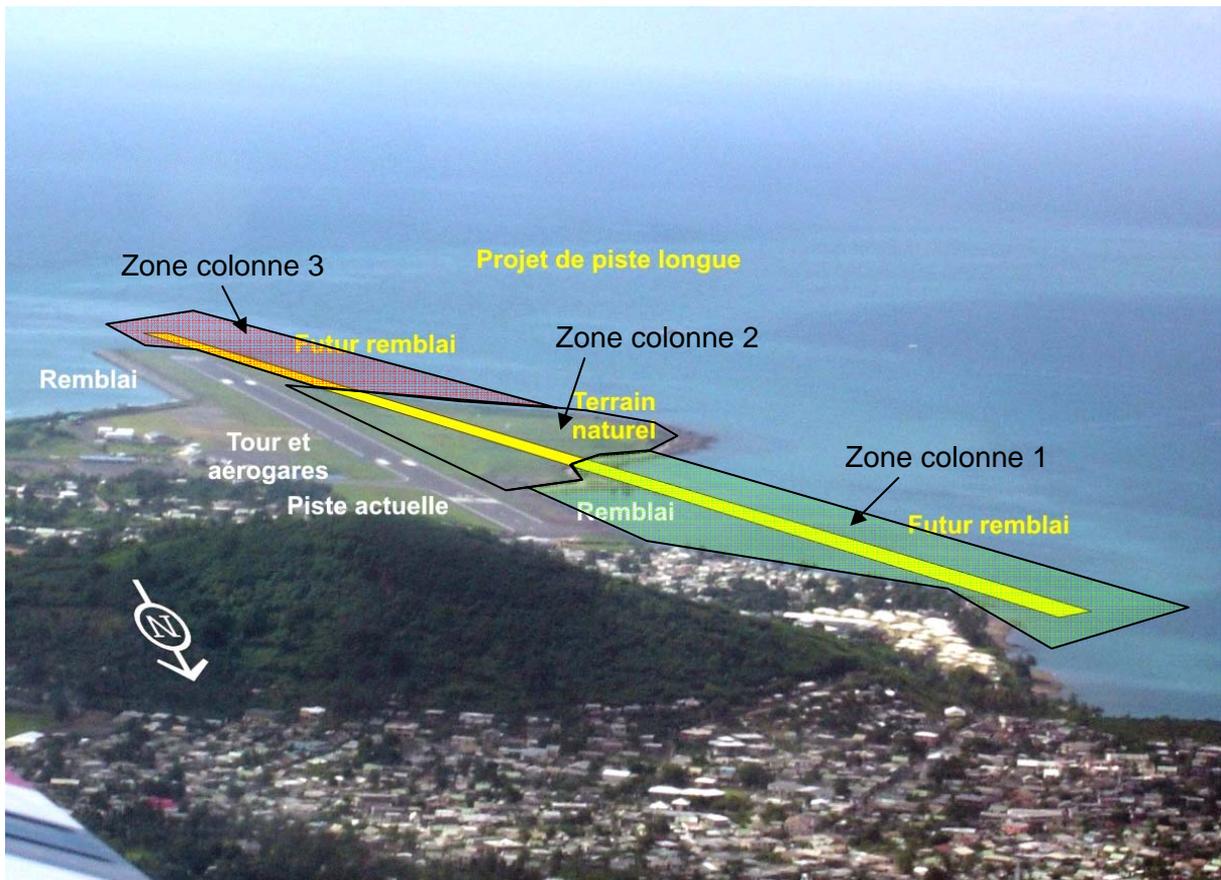


Illustration 7 - Position des zones correspondant aux différentes colonnes de sol.

## 5. Spectres de réponse compte tenu des conditions de site

### 5.1. PRÉSENTATION DU PROBLÈME

Lorsque les conditions de site sont différentes des conditions au rocher, il faut utiliser d'autres méthodes que celles déjà décrites au §3, permettant de prendre en compte les conditions de site.

#### 5.1.1. Méthodes empirico-statistiques

Les descriptions des formations géologiques formant le sous-sol sont généralement très succinctes. Les paramètres de site sont donc classés en deux, voire trois catégories de sols décrites qualitativement.

Mais il existe également certaines descriptions quantitatives basées sur la vitesse des ondes de cisaillement (prospection SASW). Leur intérêt est de distinguer le rocher sain, caractérisé par une vitesse d'ondes S supérieure à 750 ou 800 m/s, d'un rocher altéré, fissuré ou recouvert de quelques mètres d'alluvions. Cette nuance est importante, car le rattachement de sols peu épais dans la catégorie des sites rocheux, est susceptible d'augmenter significativement le contenu hautes fréquences du mouvement du sol pour cette catégorie. Les relations d'atténuation distinguant plusieurs classifications de sols doivent être utilisées avec prudence, car la diversité des sols rencontrés ne peut pas être traduite en deux ou trois catégories seulement. C'est pourquoi la méthode numérique est privilégiée.

#### 5.1.2. Méthodes numériques

Elles dépendent du type de comportement pris en compte pour le sol, linéaire (élastique ou visco-élastique) ou bien non linéaire (linéaire équivalent, élasto-plastique).

Pour cette étude, un modèle de sol linéaire équivalent, viscoélastique est utilisé. Les modules de cisaillement  $G$  ( $G=\rho V_s^2$ ) et les amortissements  $D$  ont été calculés à partir des vitesses d'ondes de cisaillement et des masses spécifiques de chaque couche. Ce modèle permet d'obtenir numériquement une fonction de transfert multicouche  $T(f)$  de la colonne de sol, permettant le passage des conditions « rocher horizontal affleurant » aux conditions « site ».

La colonne de sol qui a été déterminée est utilisée avec le logiciel CyberQuake (Modaressi *et al*, 1997.) pour calculer sa réponse à une sollicitation sismique au rocher. Sont appliqués comme mouvement au substratum différents accélérogrammes (réels ou synthétiques) ayant une réponse spectrale proche du spectre spécifique retenu dans le cadre de l'étude pour calculer les accélérogrammes en surface résultant de l'amplification du signal par la colonne de sol.

La méthode employée est la suivante :

1. Utilisation de 4 accélérogrammes (2 synthétiques et 2 réels représentés sur l'illustration 8) caractéristiques du spectre spécifique de réponse au rocher horizontal

et dont les caractéristiques en magnitude, distance et PGA sont similaires au séisme de référence;

Les accélérogrammes synthétiques sont générés à l'aide du logiciel SIMQKE (Gasparini et Vanmarcke, 1976). Par itérations, ce code génère des histoires temporelles en accélération, artificielles et statistiquement indépendantes, dont les spectres de réponse et la durée du mouvement sismique sont en concordance avec les caractéristiques du mouvement de référence donné en entrée. La durée du mouvement sismique utilisé dans SIMQKE est définie à partir du couple magnitude-distance défini pour le séisme de référence en utilisant la relation d'atténuation d'Abrahamson et Silva (1996)

Les accélérogrammes réels sont recherchés dans des bases de données mondiales de mouvements forts du sol. Les accélérogrammes sélectionnés ont des caractéristiques proches du séisme de référence retenu dans le cadre de la présente étude (Tableau 6).

2. Calcul de la réponse de la colonne de sol soumise à ces 4 accélérogrammes.

Date heure TU	Lieu	Magnitude de moment (Mw)	Distance épiscopentrale (km)	Station	Accélération maximale du sol (PGA) (g)
12/10/1997 11 :08	Umbria-Marche (réplique), Italie	5.3	14	Colfiorito- Casermette	0.03
03/04/1998 07 :26	Umbria-Marche (réplique), Italie	5.2	38	Sellano Ouest	0.02

Tableau 6 - caractéristiques des accélérogrammes réels utilisés pour la modélisation numérique.

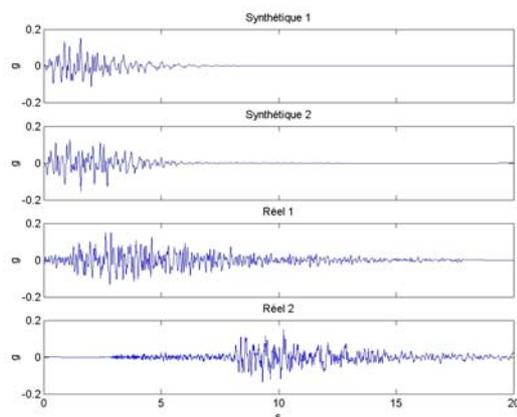


Illustration 8 - Spectres synthétiques et naturels utilisés pour la méthode numérique.

## 5.2. CHOIX DU SPECTRE SPÉCIFIQUE TENANT COMPTE DES CONDITIONS DE SITE

L'étude géotechnique du chapitre 4 a permis de déterminer trois colonnes de sol correspondant aux configurations types rencontrées à l'aplomb du projet. Les spectres spécifiques montrés sur l'illustration 9, l'illustration 10 et l'illustration 11 ont été obtenus directement à partir de la prise en compte des conditions de site avec le code *CyberQuake* à partir du spectre spécifique au rocher.

Après étude des résultats des simulations (Illustration 9, Illustration 10 et Illustration 11), il apparaît que les trois colonnes de sol semblent représentatives des résultats issus de la méthode H/V puisqu'elles donnent des amplifications du mouvement sismique cohérentes (voir Annexe 1). Nous avons donc considéré séparément les résultats obtenus pour

chaque colonne de sol pour la définition du spectre de réponse tenant compte des effets de site dans chaque zone (courbes magenta sur l'illustration 9, l'illustration 10 et l'illustration 11).

Les installations présentes ou futures du site correspondent à la classe D des ouvrages dits « à risque normal » de la réglementation française, selon l'article 2 de l'arrêté du 29 mai 1997 (Journal Officiel du 3 juin 1997). En suivant les dispositions proposées dans le cadre des futures EuroCode 8, il convient donc d'appliquer aux spectres spécifiques de l'illustration 9, l'illustration 10 et l'illustration 11 (courbes magenta) un coefficient multiplicateur de 1,4 (courbes orange).

Les spectres spécifiques résultant, tenant compte à la fois de l'aléa sismique régional, des effets de site lithologiques et de la classe d'ouvrage à considérer, sont représentés pour chaque type de sol, pour les amortissements 2, 5, 10 et 20 % (Illustration 12, Illustration 13 et Illustration 14). Ce sont les spectres à considérer pour le dimensionnement des futures installations de l'aéroport de Pamandzi. Selon la méthode donnée au paragraphe 3.2 pour le spectre au rocher, les valeurs du déplacement (D), de la vitesse (V) et de l'accélération (A) sont précisées, pour chaque type de sol, en fonction de la fréquence (F), pour chacun des spectres à 2, 5, 10 et 20% d'amortissement (

Colonne de sol n°1				
F (Hz)	Amortissement (%)	A (g)	V (cm/s)	D (cm)
0,1	2	0,001	1,48	2,35
	5	0,0008	1,23	1,96
	10	0,0007	1,03	1,63
	20	0,0006	0,85	1,36
0,8	2	0,06	11,76	2,34
	5	0,05	9,8	1,96
	10	0,04	8,17	1,62
	20	0,03	6,81	1,35
1,8	2	0,41	35,6	3,15
	5	0,34	29,67	2,62
	10	0,29	24,73	2,19
	20	0,24	20,6	1,82
4,3	2	1,12	40,65	1,5
	5	0,82	29,67	1,1
	10	0,6	21,66	0,8
	20	0,44	15,81	0,59
6	2	1,12	29,13	0,77
	5	0,82	21,26	0,56
	10	0,6	15,52	0,41
	20	0,44	11,33	0,3
33	Tous amortissements	0,25	1,17	0,006
100	Tous amortissements	0,25	0,39	0,0006

Tableau

7

, Tableau 8 et Tableau 9).

On interpolera sur les diagrammes logarithmiques, pour les valeurs intermédiaires de déplacement, de vitesse et d'accélération.

Les accélérations horizontales maximales tenant compte des conditions de site à retenir pour l'aéroport de Pamandzi (ouvrage de classe D) sont respectivement de 0.25, 0.39 et 0.23 g pour les zones correspondant aux colonnes de sol 1, 2 et 3 (zones définies sur l'illustration 7).

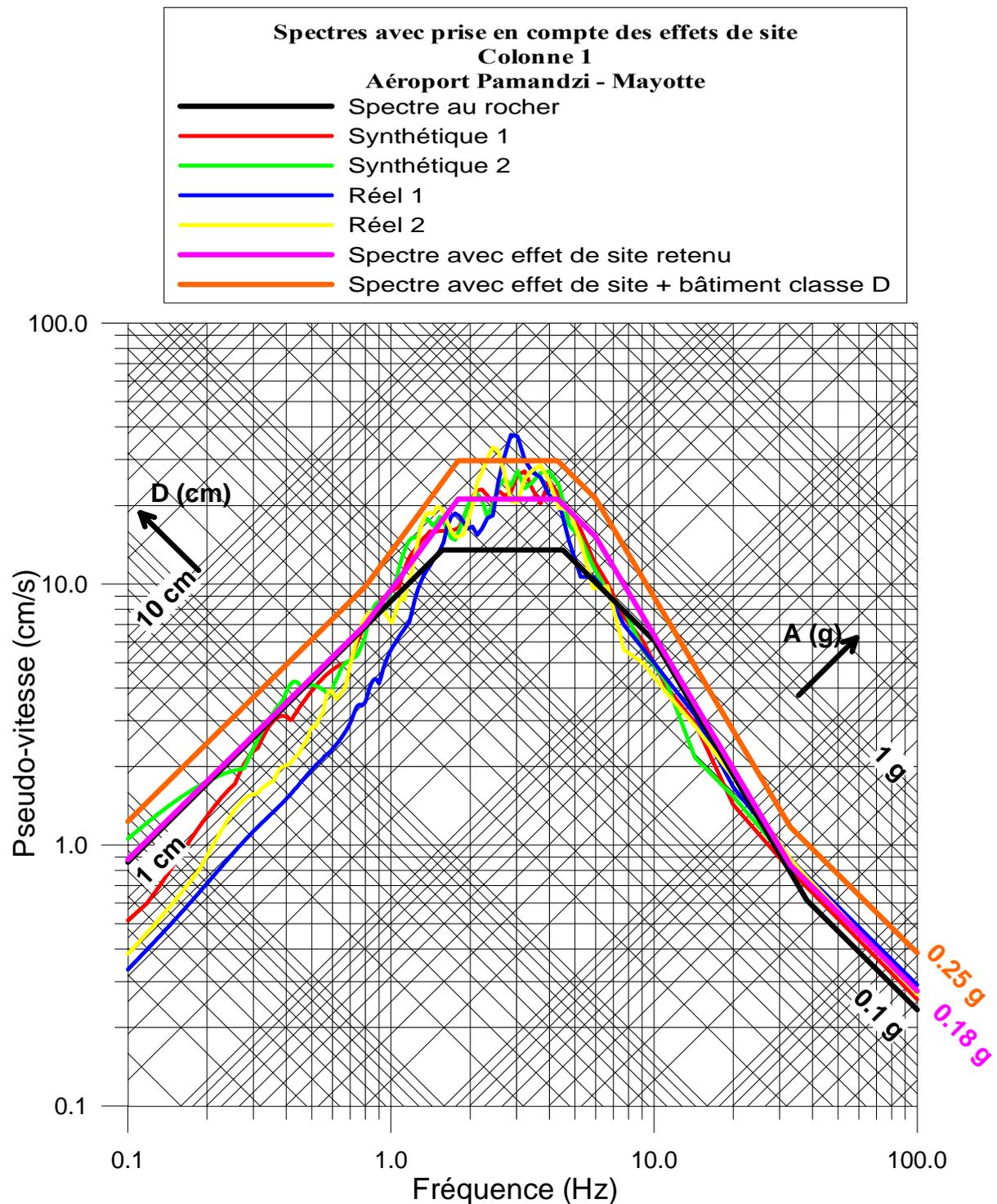


Illustration 9 - Comparaison, pour la colonne de sol n°1, du spectre spécifique au rocher horizontal affleurant avec ceux tenant compte des effets de site et du spectre retenu pour un amortissement de 5%.

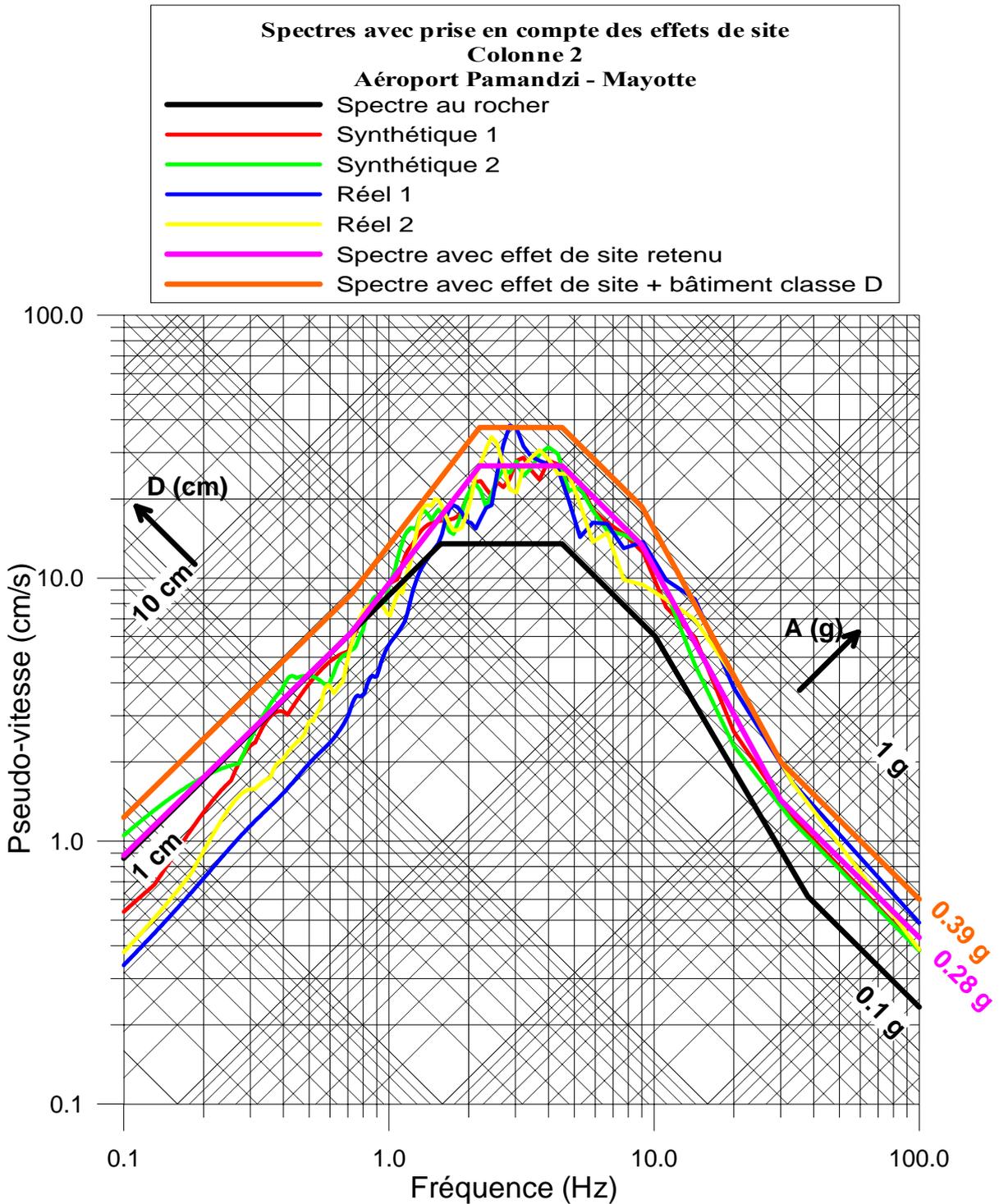


Illustration 10 - Comparaison, pour la colonne de sol n°2, du spectre spécifique au rocher horizontal affleurant avec ceux tenant compte des effets de site et du spectre retenu pour un amortissement de 5%.

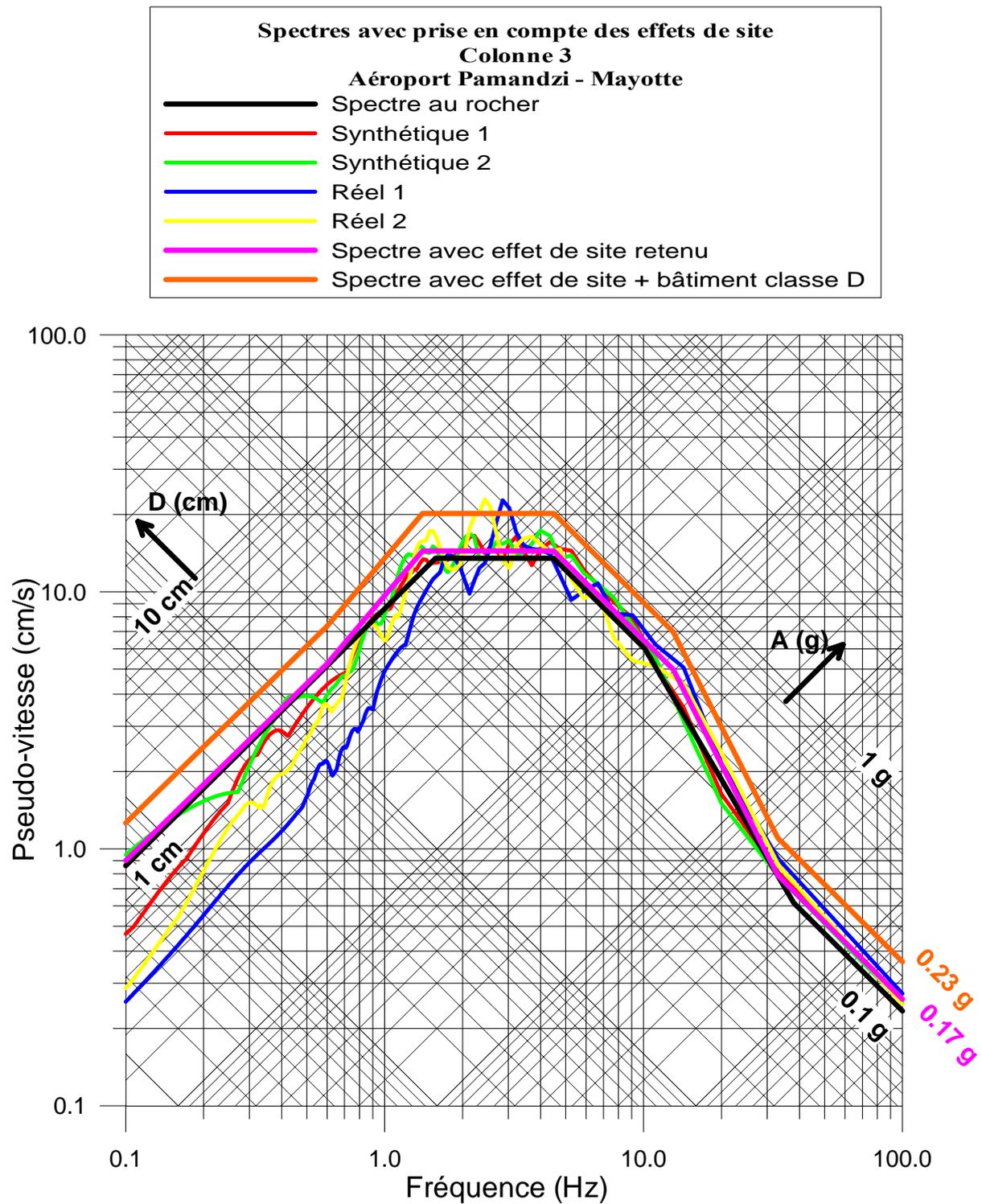


Illustration 11 - Comparaison, pour la colonne de sol n°3, du spectre spécifique au rocher horizontal affleurant avec ceux tenant compte des effets de site et du spectre retenu pour un amortissement de 5%.

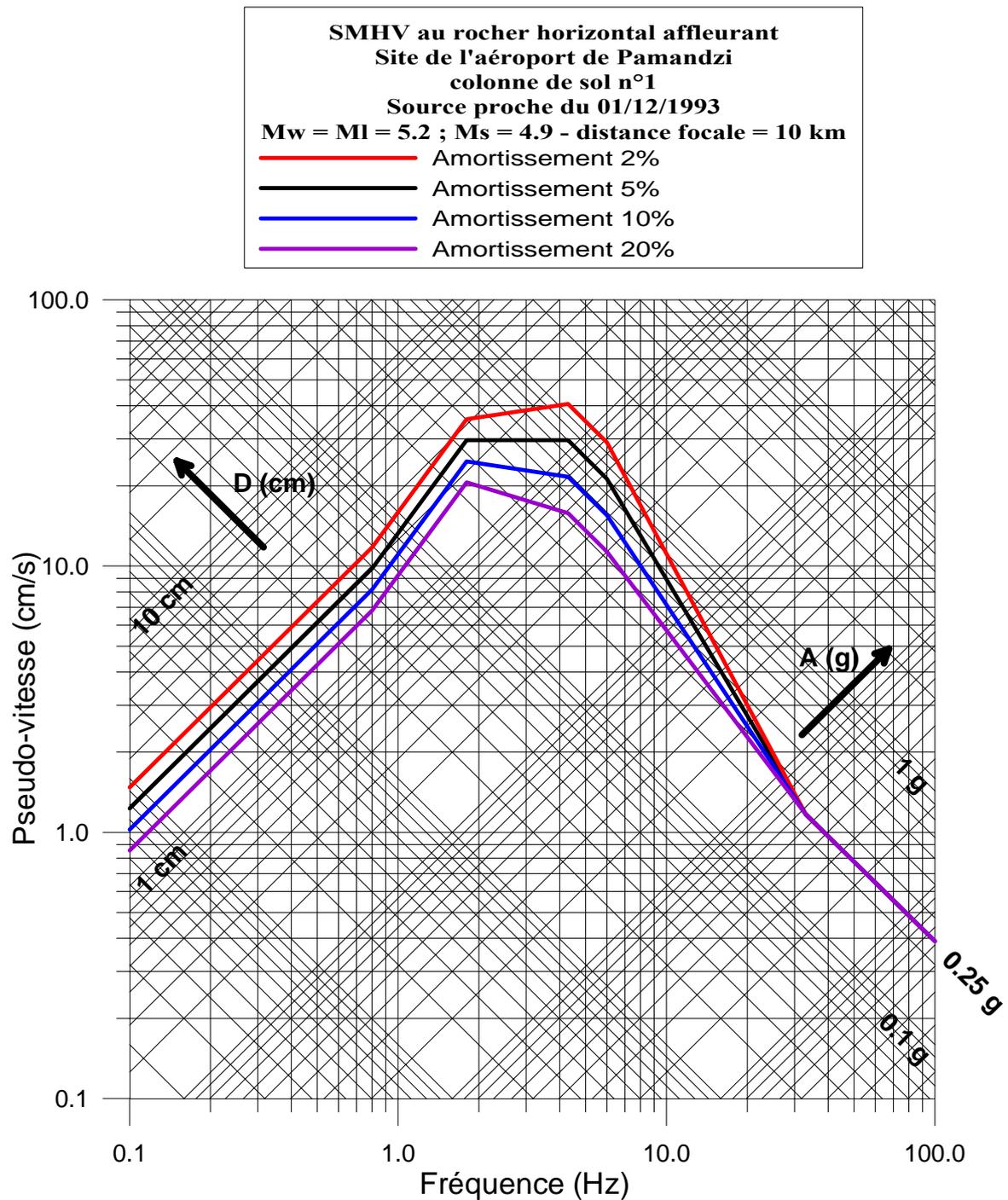


Illustration 12 - Spectre de réponse élastique horizontale tenant compte, pour la colonne de sol n°1, des conditions de site et de la classe d'ouvrage (classe D) de l'aéroport de Pamandzi. Amortissements : 2, 5, 10 et 20%.

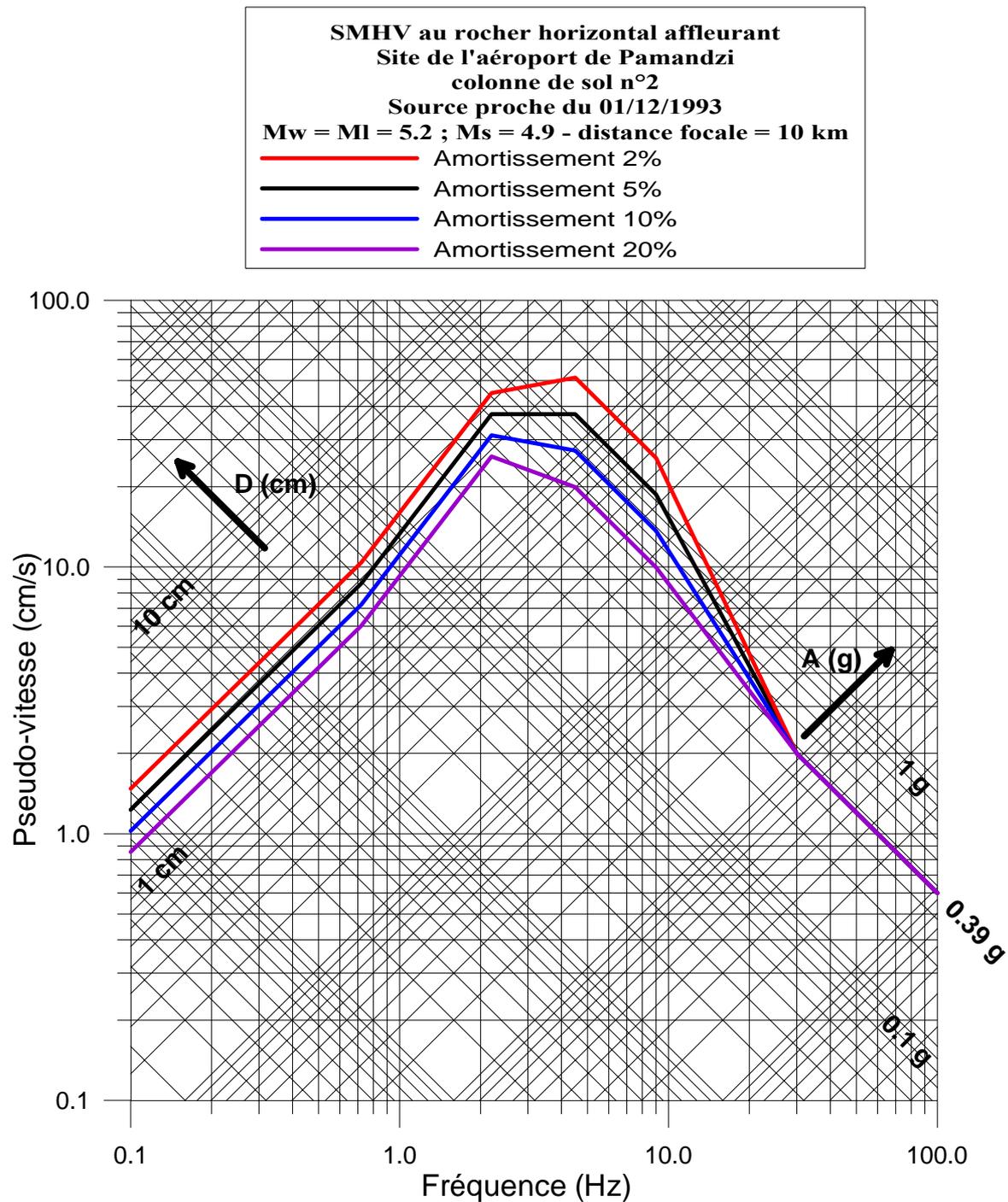


Illustration 13 - Spectre de réponse élastique horizontale tenant compte, pour la colonne de sol n°2, des conditions de site et de la classe d'ouvrage (classe D) de l'aéroport de Pamandzi. Amortissements : 2, 5, 10 et 20%.

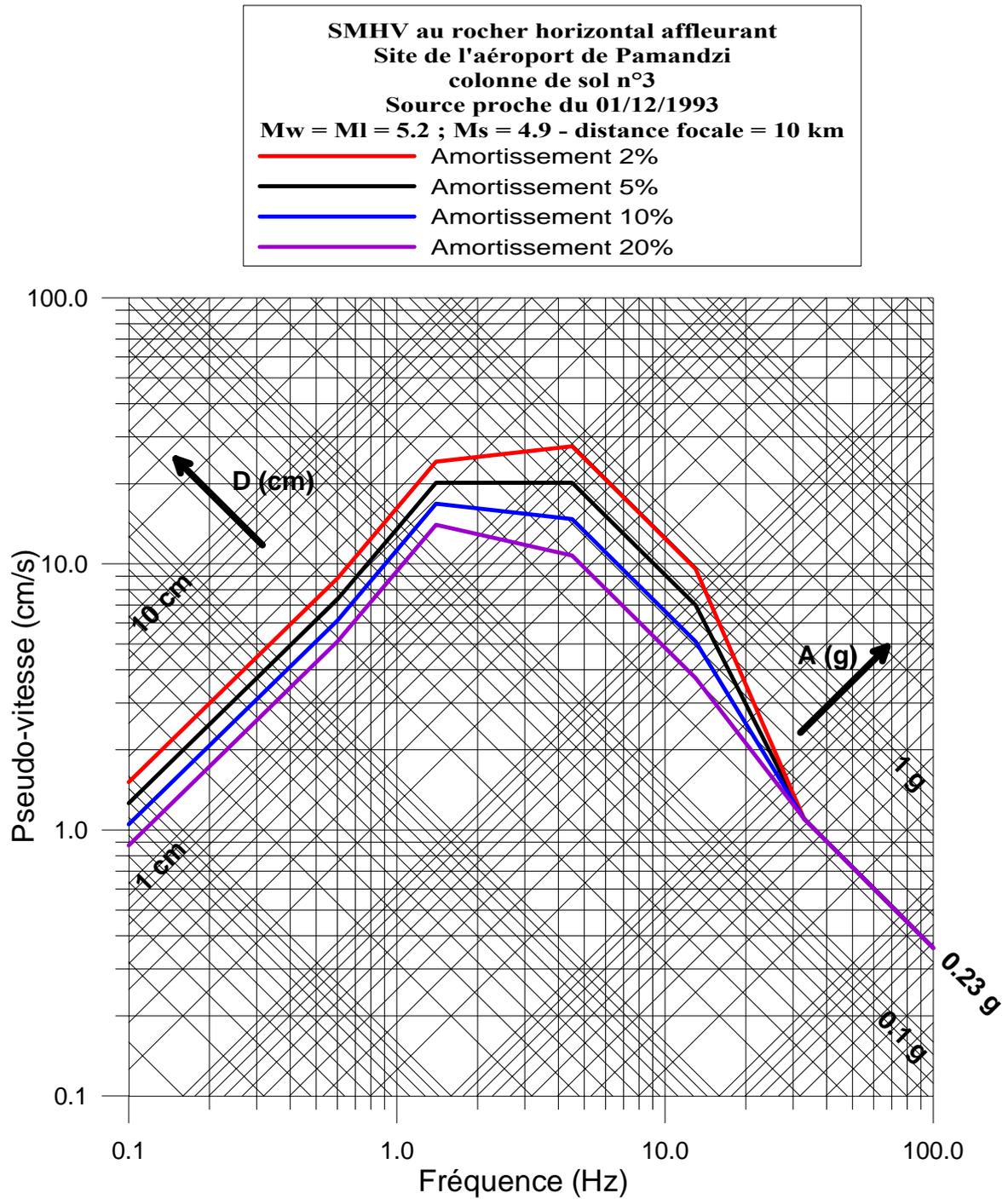


Illustration 14 - Spectre de réponse élastique horizontale tenant compte, pour la colonne de sol n°3, des conditions de site et de la classe d'ouvrage (classe D) de l'aéroport de Pamandzi. Amortissements : 2, 5, 10 et 20%.

Colonne de sol n°1				
F (Hz)	Amortissement (%)	A (g)	V (cm/s)	D (cm)
0,1	2	0,001	1,48	2,35
	5	0,0008	1,23	1,96
	10	0,0007	1,03	1,63
	20	0,0006	0,85	1,36
0,8	2	0,06	11,76	2,34
	5	0,05	9,8	1,96
	10	0,04	8,17	1,62
	20	0,03	6,81	1,35
1,8	2	0,41	35,6	3,15
	5	0,34	29,67	2,62
	10	0,29	24,73	2,19
	20	0,24	20,6	1,82
4,3	2	1,12	40,65	1,5
	5	0,82	29,67	1,1
	10	0,6	21,66	0,8
	20	0,44	15,81	0,59
6	2	1,12	29,13	0,77
	5	0,82	21,26	0,56
	10	0,6	15,52	0,41
	20	0,44	11,33	0,3
33	Tous amortissements	0,25	1,17	0,006
100	Tous amortissements	0,25	0,39	0,0006

Tableau 7 - Spectre de réponse élastique horizontal avec, pour la colonne de sol n°1, prise en compte des effets de site et de la classe d'ouvrages à considérer pour l'aéroport de Pamandzi. Valeurs de A, V et D.

Colonne de sol n°2				
F (Hz)	Amortissement (%)	A (g)	V (cm/s)	D (cm)
0,1	2	0,0010	1,48	2,35
	5	0,0008	1,23	1,96
	10	0,0007	1,03	1,63
	20	0,0006	0,85	1,36
0,7	2	0,05	10,42	2,30
	5	0,04	8,68	1,92
	10	0,03	7,23	1,60
	20	0,03	6,03	1,33
2,2	2	0,63	44,90	3,25
	5	0,53	37,42	2,71
	10	0,44	31,18	2,26
	20	0,37	25,99	1,88
4,5	2	1,48	51,27	1,81
	5	1,08	37,42	1,32
	10	0,79	27,31	0,97
	20	0,57	19,94	0,71
9	2	1,48	25,63	0,45
	5	1,08	18,71	0,33
	10	0,79	13,66	0,24
	20	0,57	9,97	0,18
30	Tous amortissements	0,39	2,00	0,01
100	Tous amortissements	0,39	0,60	0,001

Tableau 8 - Spectre de réponse élastique horizontal avec, pour la colonne de sol n°2, prise en compte des effets de site et de la classe d'ouvrages à considérer pour l'aéroport de Pamandzi. Valeurs de A, V et D.

Colonne de sol n°3				
F (Hz)	Amortissement (%)	A (g)	V (cm/s)	D (cm)
0,1	2	0,0010	1,51	2,41
	5	0,0008	1,26	2,01
	10	0,0007	1,05	1,67
	20	0,0006	0,88	1,39
0,6	2	0,03	8,82	2,34
	5	0,03	7,58	2,01
	10	0,02	6,13	1,62
	20	0,02	5,10	1,35
1,4	2	0,22	24,23	2,75
	5	0,18	20,19	2,30
	10	0,15	16,83	1,91
	20	0,13	14,02	1,59
4,5	2	0,80	27,66	0,98
	5	0,58	20,19	0,71
	10	0,42	14,74	0,52
	20	0,31	10,76	0,38
13	2	0,80	9,58	0,12
	5	0,58	6,99	0,09
	10	0,42	5,10	0,06
	20	0,31	3,72	0,05
33	Tous amortissements	0,23	1,10	0,005
100	Tous amortissements	0,23	0,36	0,0006

Tableau 9 - Spectre de réponse élastique horizontale avec, pour la colonne de sol n°3, prise en compte des effets de site et de la classe d'ouvrages à considérer pour l'aéroport de Pamandzi. Valeurs de A, V et D.

## 6. Potentialités de liquéfaction

### 6.1. AVANT-PROPOS

Conformément au cahier des charges de la présente étude, l'analyse de la sismicité a été faite en l'état actuel de la configuration des terrains, c'est-à-dire sans tenir compte du remblaiement qui sera réalisé pour confectionner la future piste longue. Les hypothèses d'aléa sismique (en particulier l'accélération) résultant de ce calcul ont ainsi été reprises pour l'évaluation de la potentialité de liquéfaction sur le site d'étude.

Cependant, pour l'estimation de l'intensité de liquéfaction, nous avons pris en compte la présence du remblai final dans la mesure où cette approche n'a d'intérêt que pour estimer l'incidence en surface, au droit des ouvrages définitifs, d'une éventuelle liquéfaction. Toutefois, en toute rigueur, une fois les caractéristiques du remblai définies par le maître d'œuvre, il serait souhaitable de recalculer l'accélération sismique en tenant compte de l'ouvrage en configuration finale (remblai achevé) afin de vérifier si les résultats en matière d'intensité de liquéfaction sont confirmés.

### 6.2. DEFINITION ET METHODE

En géotechnique, on appelle liquéfaction le processus de modification de l'état d'un sol, le faisant passer d'une consistance solide et stable au repos, à un état liquide et instable lors d'une sollicitation dynamique. De manière plus spécifique, la transformation de l'état solide à l'état liquide étudiée dans le cadre du présent rapport se fait par augmentation de la pression interstitielle, lors d'un chargement cyclique consécutif à un séisme.

L'augmentation de la pression interstitielle a pour conséquence une diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle : le sol passe alors à l'état liquide.

Pour qu'il y ait liquéfaction sous l'action d'un séisme, il faut donc :

- qu'il y ait susceptibilité du sol à la liquéfaction, c'est-à-dire qu'il soit plutôt granulaire, dans un état peu compact, peu contraint et situé sous la nappe (exemple des sables ou des limons lâches saturés) ;
- qu'il y ait opportunité à la liquéfaction, c'est-à-dire que l'énergie des ondes émises pendant un séisme soit suffisante, cette énergie étant par exemple traduite sous forme d'une accélération maximale en surface et d'un nombre de cycles équivalents, ces deux paramètres dépendant de la magnitude du séisme et de la distance du site au foyer.

Méthodologiquement, pour estimer l'occurrence de phénomènes de liquéfaction, il convient d'examiner successivement :

- le contexte hydrogéologique, notamment la présence de sols dans un état proche de la saturation ;
- la susceptibilité qualitative (critères d'identification des règles PS 92, norme NF P 06-013) ;
- la susceptibilité quantitative (méthodes basées sur des essais mécaniques *in situ* ou au laboratoire, par exemple Seed *et al.*, 1983) ;
- l'opportunité ou la sollicitation (contexte sismique) ;
- le coefficient de sécurité à la liquéfaction, directement issu des deux points précédents ;
- les potentialités de liquéfaction, *conjonction* du contexte hydrogéologique, de la susceptibilité qualitative et de la valeur du coefficient de sécurité à la liquéfaction ;

- l'intensité de liquéfaction, à partir de l'indice global de liquéfaction permet d'évaluer l'impact de la profondeur et de l'épaisseur des horizons liquéfiables pour une colonne de sol.

### 6.2.1. Susceptibilité qualitative à la liquéfaction

Pour des sols courants, les règles PS 92, norme NF P 06-013 précisent les critères d'identification des sols liquéfiables. La susceptibilité à la liquéfaction est avérée quand les critères suivants sont majoritairement vérifiés.

#### a) Pour les sables, sables vasards et limons :

- critère Sa1 :  $S_r$  voisin de 100 % ;
- critère Sa2 :  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15$ ,  $C_u$  étant ici le coefficient d'uniformité ;
- critère Sa 3 :  $0,05 < D_{50} < 1,5mm$  ;
- critère Sa 4 : En l'état final du projet :
  - $\sigma'_v < 200kPa$  en zones de sismicité Ia et Ib ;
  - $\sigma'_v < 250kPa$  en zone de sismicité II ;
  - $\sigma'_v < 300kPa$  en zone de sismicité III.

#### b) Pour les sols argileux :

- critère Ar1 :  $D_{15} > 5\mu$  ;
- critère Ar2 :  $w_L < 35\%$  ;
- critère Ar 3 :  $w > 0,9 \cdot w_L$  ;
- critère Ar 4 : Sol au-dessus de la droite « A » du diagramme de plasticité <sup>2</sup>.

Peuvent *a contrario* être considérés comme exempts de risque, les sols vérifiant :

- critère Ex1 :  $D_{10} > 2mm$  ;
- ou ceux pour lesquels on a simultanément
 
$$\begin{cases} \text{critère Ex11: } D_{70} < 74\mu m \\ \text{critère Ex22: } I_p > 10\% \end{cases}$$

### 6.2.2. Susceptibilité quantitative à la liquéfaction

Les méthodes, basées sur des essais *in situ* (Seed *et al.*,1983) ou de laboratoire évaluent quantitativement la susceptibilité à la liquéfaction en définissant **le taux de contrainte**

**cyclique moyen nécessaire pour avoir la liquéfaction** :  $\left( \frac{\tau_L}{\sigma'_v} \right)_\ell$

<sup>2</sup> Dans le diagramme classique limite de liquidité  $w_L$  / indice de plasticité  $I_p$ , la droite dite " A " a pour équation :  $I_p = 0,73(w_L - 20)$

Avec :

- $\tau_L$ , contrainte de cisaillement cyclique moyenne horizontale (résistance du sol);
- $\sigma'_v$ , contrainte verticale effective.

Ce paramètre dépend à la fois d'une valeur mécanique *in situ*, permettant d'évaluer l'état initial de la compacité du sol, et de la magnitude du séisme considéré.

La valeur mécanique utilisée dans les travaux de Seed est le paramètre N (nombre de coups de mouton pour un enfoncement de 30 cm) du Standard Penetration Test (SPT). Les abaques de calculs à partir de l'essai SPT considèrent une énergie de battage de 60% de l'énergie théorique maximale (chute libre). On se ramène toujours à cette valeur,  $N_{60}$ , éventuellement en faisant un ratio à partir de l'énergie réelle.

En France, les essais les plus couramment pratiqués sont le pressiomètre et le pénétromètre statique. On se ramène alors à des valeurs du paramètre N par des corrélations usuelles (cf. Cassan – Essais *in situ* en mécanique des sols) :

	Pressiomètre	Pénétromètre
. argiles :	N = 15 à 20 x pl ;	N = 5 à 10 x q
. limons :	N = 30 x pl ;	N = 3,5 à 5 x q
. argiles sableuses		
ou sables argileux :	N = 20 x pl ;	N = 2,5 à 3,5 x q
. sables :	N = 20 x pl.	N = 1,5 à 3,5 x q

La valeur brute du paramètre N est ensuite corrigée du coefficient de normalisation  $C_N$  pour se ramener à une même contrainte verticale effective de 96 kPa.

La valeur  $N_1$  obtenue est :  $N_1 = C_N \times N$

avec  $C_N = 1 - (1,25 \text{ Log } \sigma'_v)$  où  $\sigma'_v$  est en bars

Par ailleurs, selon la fraction fine des matériaux, il faut augmenter la valeur de  $N_1$ , pour tenir compte des corrélations présentées par Seed pour ces sols.

Le taux de contrainte cyclique moyen nécessaire pour avoir la liquéfaction est alors obtenu grâce à l'abaque de Seed pour une magnitude et une valeur  $N_1$  données.

### Opportunité à la liquéfaction

L'évaluation du **taux de contrainte cyclique moyen induit par un séisme** peut être reliée à l'accélération maximale en surface par la relation (Seed *et al.*, 1983) :

$$\left( \frac{\tau_a}{\sigma'_v} \right)_S = 0,65 \times \frac{a_{\max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times rd$$

avec  $rd = 1 - 0,015 \times z$ , où  $z$  est la profondeur en mètres,

$\tau_a$  = contrainte de cisaillement cyclique induite par le séisme.

### Coefficient de sécurité à la liquéfaction

Le rapport des taux de contraintes cycliques moyens définit le facteur de sécurité de la façon suivante :

$$FS_{\ell} = \left( \frac{\tau_L}{\sigma'_v} \right)_{\ell} / \left( \frac{\tau_a}{\sigma'_v} \right)_S$$

Pour que la liquéfaction soit peu probable, il est admis que  $FS_{\ell}$  doit être supérieur à 1,33 conformément aux directives de la norme NF P 06-013 – PS93. Pour un facteur de sécurité inférieur à cette valeur, la norme française demande que l'on procède soit à un traitement de l'horizon potentiellement liquéfiable, soit à un renforcement des fondations des ouvrages.

### Potentialités de liquéfaction

Les potentialités de liquéfactions résultent de la conjonction du contexte hydrogéologique, de la susceptibilité qualitative et du coefficient de sécurité.

### Intensité de la liquéfaction

Conformément au guide méthodologique pour la réalisation de microzonage sismique (AFPS), l'intensité de liquéfaction est définie par l'indice global de liquéfaction (Iwasaki & al., 1982) à partir du facteur  $F_L$ .

L'indice global de liquéfaction,  $I_L$ , permet d'évaluer l'impact de la profondeur et de l'épaisseur des horizons liquéfiables pour une colonne de sol :

$$I_L = \int_0^{20} (10 - 0,5z) F_L dz$$

où :  $F_L = 0$  si matériaux non susceptibles qualitativement

$$F_L = 0 \quad \text{si } FS_{\ell} \geq 1$$

$$F_L = 1 - FS_{\ell} \quad \text{si } FS_{\ell} \leq 1$$

$z$  profondeur (en m)

La valeur de  $I_L$  varie de 0 pour un site non liquéfiable à 100 pour un site très fortement liquéfiable. On distingue plusieurs classes :

- pas de liquéfaction : zones non liquéfiables ou  $I_L = 0$  ;
- liquéfaction peu probable :  $0 < I_L \leq 5$  ;
- liquéfaction probable :  $5 < I_L \leq 15$  ;
- liquéfaction quasi certaine :  $I_L > 15$ .

### **6.3. APPRECIATION DES POTENTIALITES DE LIQUEFACTION DU SITE D'ETUDE**

#### **6.3.1. Formations à analyser**

Sur les quatre formations de base rencontrées sur le site d'étude, seules deux ont été examinées finement dans la mesure où leur susceptibilité à la liquéfaction ne peut être établie directement :

- les cendres volcaniques ;
- les sables coralliens.

A l'opposé, deux horizons ont été immédiatement écartés vis à vis d'une possibilité de liquéfaction :

- l'horizon superficiel (remblais) qui, dans le cadre du projet, et si celui-ci se révèle localement médiocre, sera soit convenablement compacté, soit sera en partie purgé et substitué par un matériau plus noble dans la zone à aménager.
- le récif corallien qui, du fait de sa nature rocheuse, ne peut se liquéfier.

#### **6.3.2. Contexte hydrogéologique**

La zone de l'aéroport est très proche de l'océan. A ce titre, en régime normal la nappe doit s'établir vers le niveau de la mer, c'est à dire vers plusieurs mètres de profondeur. Toutefois, lors d'épisodes pluvieux importants, on ne peut exclure que la nappe remonte sensiblement vers la surface.

Par défaut, pour la présente étude, l'hypothèse retenue est celle de l'existence d'un terrain saturé jusqu'en surface.

### 6.3.3. Susceptibilité qualitative à la liquéfaction

#### a) Cendres

L'examen de toutes les données disponibles (investigations SEGC de 2006, investigation du Service Technique des bases aériennes de 2002, investigations du CETE Méditerranée de 1988, sondages de la Banque de Données du Sous-sol, affleurements à proximité du site), met en évidence des cendres sableuses limono argileuses grises présentant souvent des éléments pyroclastiques (ponces) de taille variable (millimétrique à pluricentimétriques).

Les sondages carottés et les puits à la pelle mécanique de 2006 ont mis en évidence un matériau assez compact, ce qui se retrouve à l'affleurement le long de littoral où les cendres affleurent sous la forme d'un faciès induré permettant le développement de parois subverticales (cf. Illustration 1) de plusieurs mètres de hauteur. Bien que le sondage pressiométrique F3 se soit traduit par des valeurs médiocres ( $p_l = 0,19$  à  $0,78$  MPa entre 0 et 7 m de profondeur), ces cendres se révèlent plutôt être assez compactes ( $p_l > 1,7$  MPa dans F7) avec une légère cimentation héritée de leur mode de dépôt.

Cette cohésion présente dans les matériaux en place va dans le sens de fortement limiter la susceptibilité de la formation à la liquéfaction.



*Illustration 1 – Escarpements dans les cendres en bordure du littoral*

En terme de granulométrie, les données issues des anciens dossiers d'archives (prélèvements relativement superficiels réalisés à moins de 2 m de profondeur) ont été superposées au fuseau délimitant la plupart des sols liquéfiables (Faccioli & Resendiz 1976) – cf. Illustration 2.

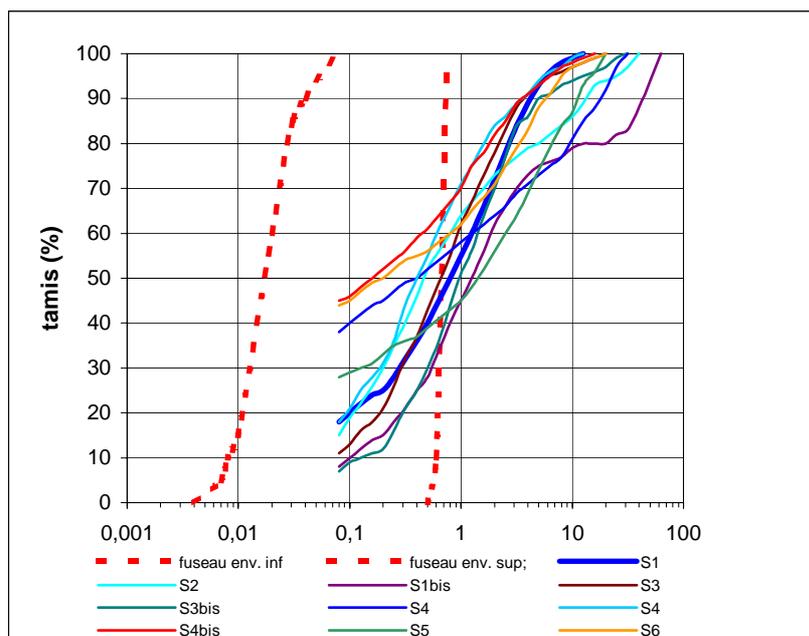


Illustration 2 – Courbes granulométriques dans les cendres (données d'archives anciennes)

Le même exercice a été réalisé pour les analyses faites par SEGC en 2006 (cf. Illustration 3)

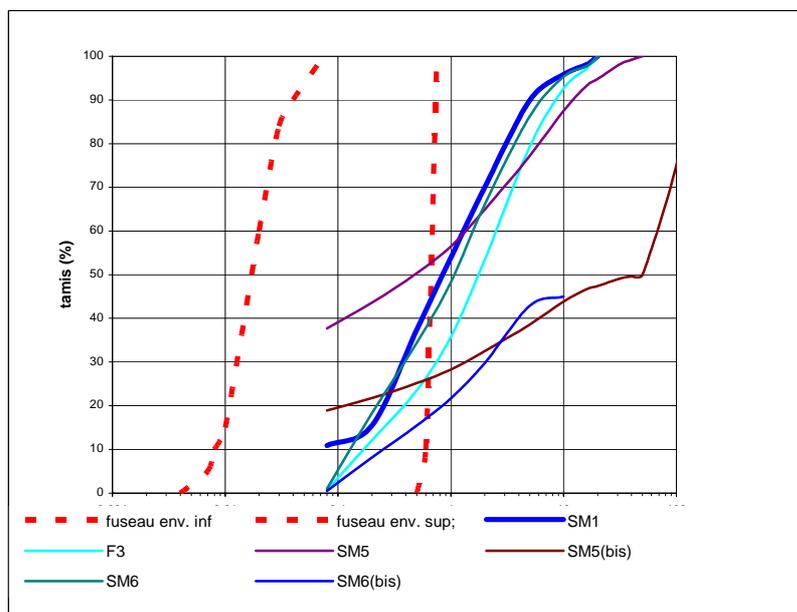


Illustration 3 – Courbes granulométriques dans les cendres (données SEGC)

On constate donc que les cendres sortent largement du fuseau de susceptibilité à la liquéfaction : fraction grossière trop élevée et granulométrie trop étalée

Concernant ce dernier point, vis à vis des critères de suspicion et d'exclusion spécifiés dans les PS 92, on notera que dans 15 cas sur 21 (71 %), le coefficient d'uniformité du matériau est supérieur à une valeur de 15 (pour une valeur minimale de 12), ce qui va dans le sens d'écarter le potentiel de liquéfaction de cette formation.

En conséquence, en raison des critères suivants :

- matériau légèrement induré ,
- fraction grossière importante ,
- granulométrie étalée ,

**les cendres sont jugées très faiblement susceptibles de se liquéfier.**

#### **b) Sables coralliens**

La très grande majorité des résultats d'investigation en notre possession qualifient le sable corallien de « grossier » avec des passages de cailloutis et des fragments de corail. Par ailleurs certains sondages ont rencontré des niveaux indurés en alternance avec des passées plus lâches.

Toutefois, en l'absence de granulométries (les sables coralliens rencontrés dans les forages en mer n'ont pas été testés en laboratoire par SEGC), et bien que la qualification de « grossier » tende à écarter le potentiel de liquéfaction, la prudence en matière de prévention des risques conduit à juger **les sables coralliens comme étant susceptibles de se liquéfier.**

### **6.3.4. Susceptibilité quantitative et opportunité à la liquéfaction**

#### **a) Hypothèses**

Seules les colonnes de sols présentant du sable corallien ont été examinées vis-à-vis du risque de liquéfaction. Il s'agit des colonnes n°1 et n°2 telles que décrites au chapitre 4.6. et représentatives des zones actuellement submersibles qui seront remblayées pour créer la piste longue. On notera que l'hypothèse d'une plateforme remblayée et arasée vers la cote + 4 NGM a été retenue (cf. chapitre 6.1.).

Concernant les caractéristiques géomécaniques des sables coralliens, hormis 2 valeurs de pression limite comprises entre 0,37 et 0,41 MPa et mesurées en tête du sondage SP1, la valeur moyenne obtenue dans cette formation lors de la campagne 2006 est de l'ordre de  $p_l = 1,5$  MPa. Cette valeur est d'ailleurs assez conforme à la vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_s = 550$  m/s mesurée par les investigations géophysiques. Il s'agit donc de sables à densité moyenne. Cependant, on notera que d'autres essais pressiométriques plus anciens pratiqués à proximité du site s'étaient traduits par des valeurs plus faibles de l'ordre de 0,5 à 1 MPa. De façon synthétique, et en retenant une approche légèrement conservatrice, une valeur moyenne  $p_l = 1$  MPa a été retenue pour la présente étude. Pour pouvoir exploiter les abaques spécifiques à l'analyse de la liquéfaction, il convient de convertir cette valeur en équivalent SPT :

$$N = 20 \times p_l = 20$$

Les tableaux qui suivent récapitulent les hypothèses de sols retenus sur les 20 premiers mètres en zone 1 et zone 3 (réglementairement, au-delà de 20 m de profondeur, il est considéré que le risque de liquéfaction est négligeable).

Formation	Epaisseur (m)	Cote (NGM)	pl (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Remblai (non liquéfiable)	6 m	+ 4 à - 2 NGM	Sans objet	19 kN/m <sup>3</sup>
Sable Corallien	10 m	- 2 à -12 NGM	1 MPa	19 kN/m <sup>3</sup>
Calcaire récifal (non liquéfiables)	> 4 m	- 12 à -20 NGM	Sans objet	21 kN/m <sup>3</sup>

Tableau 10 – Colonne 1 – zone 1 – Paramètres retenus pour le calcul de liquéfaction

Formation	Epaisseur (m)	Cote (NGM)	pl (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Remblai (non liquéfiable)	6 m	+ 4 à - 2 NGM	Sans objet	19 kN/m <sup>3</sup>
Sable Corallien	10 m	- 2 à -12 NGM	1 MPa	19 kN/m <sup>3</sup>
Cendres (non liquéfiables)	> 4 m	- 12 à -20 NGM	Sans objet	18 kN/m <sup>3</sup>

Tableau 11 – Colonne 3 – zone 3 – Paramètres retenus pour le calcul de liquéfaction

La magnitude du séisme de référence est de 5,2. L'accélération maximale sur site considérée pour le calcul est respectivement de 2,5 m/s<sup>2</sup> pour la zone 1 et 2,3 m/s<sup>2</sup> pour la zone 3, conformément aux résultats acquis par ailleurs.

#### **b) Coefficient de sécurité, potentialités et intensité de la liquéfaction**

Le Tableau 12 et le Tableau 13 ci-après donnent le détail du calcul de liquéfaction fait respectivement sur la colonne de sol n°1 et la colonne de sol n°3. Les calculs ont été réalisés en exploitant l'abaque de Seed pour des sables propres (teneur en fines < 5 %) -

cf. Illustration 4, pouvant être ajusté par la relation  $CSR_{M=7,5} = \left( \frac{\tau_L}{\sigma'_v} \right)_\ell = N1 / 90$ .

Cependant ces résultats restent très dépendant de la représentativité des corrélations usuelles entre le pressiomètre et le SPT, et doivent être tempérés par le fait que la valeur pressiométrique  $pl = 1$  MPa sur toute la hauteur de l'horizon se révèle conservatrice. Par ailleurs, on soulignera que ce résultat n'a de signification que si cette formation se révèle effectivement liquéfiable (ce qui est sujet à incertitude étant donné l'absence de granulométrie dans les sables coralliens).

En faisant confiance aux données et corrélations du pressiomètre (souvent conservatrices lorsqu'il s'agit d'en tirer des valeurs de SPT), les potentialités de liquéfaction alors supposée induisent une intensité de la liquéfaction (indice d'Iwasaki)  $I_L = 0$  (justifiée par des facteurs de sécurité  $FS > 1$  dans l'ensemble des colonnes de sols). Cela signifie que même si le sol commence à liquéfier, les effets induits en surface devraient rester très faible.

Par ailleurs, on notera que dans la zone 2, dépourvues de sable corallien, la liquéfaction peut être considérée comme totalement négligeable.

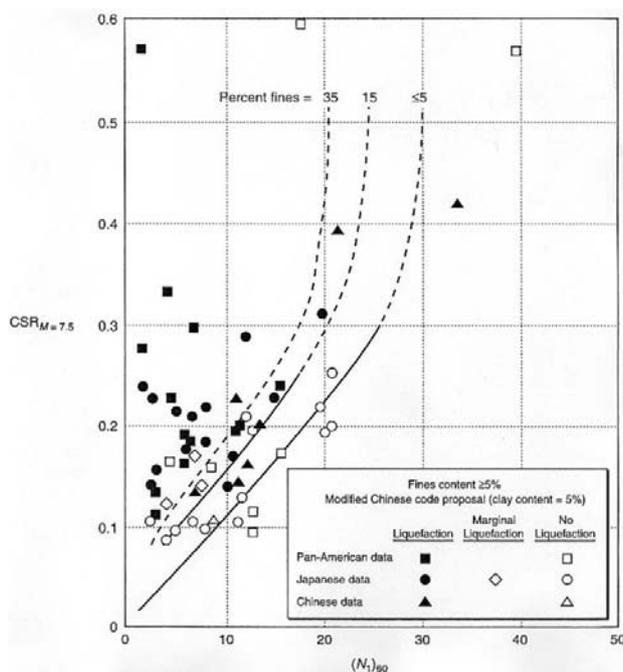


Illustration 4 – Abaque de Seed

### c) Risques de liquéfaction

Pour les zones n°1 et 3, les résultats précédemment énoncés signifient que :

- la liquéfaction reste possible sur le site de projet. En effet, conformément aux PS92 – norme NF P 06-013, le constat de facteurs de sécurité calculés entre 1 et 1,33 ne permet pas d'écarter tout risque de liquéfaction. Dans ce cadre, l'application stricte de la norme devrait conduire à engager un traitement de l'horizon potentiellement liquéfiable ou un renforcement des fondations d'ouvrages ;
- cependant, il convient de préciser qu'en l'absence de granulométrie pratiquée sur les sables coralliens, il n'y a pas de certitude quant à la susceptibilité physique de ce matériau à pouvoir liquéfier en cas de séisme très important. On notera que les descriptions faites par les sondeurs laissent plutôt supposer que l'on se trouve en présence d'un sable grossier, donc a priori peu enclin à la liquéfaction ;
- de plus, si l'on tient compte des méthodes et hypothèses retenues qui sont plutôt conservatrices, les sites n°1 et n°3 se trouvent statistiquement dans un contexte où le séisme de référence a plus de chance de n'induire aucun effet en terme de liquéfaction, que de générer une liquéfaction généralisée de la zone ;
- si la zone liquéfie effectivement, l'incidence en surface devrait rester très modérée. En effet la couche potentiellement liquéfiable est assez profonde et la sollicitation sismique assez modérée.

Pour la zone n°2, le risque de liquéfaction reste négligeable.

**AEROPORT DE PAMANDZI - PISTE LONGUE**

**Zone n°1**

Position de la nappe : z = 0 m

Profondeur (m)		Horizon	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	calcul de $(\tau/\sigma')_{vs}$			calcul de $(\tau/\sigma')_l$					Facteur de sécurité FS <sub>l</sub>	Intensité liquéfaction			
ht et bas	moy.						$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$r_d$	$(\tau/\sigma')_{vs}$	pl (MPa)	N <sub>éq.</sub>	C <sub>N</sub>	N <sub>1</sub>	$(\tau/\sigma')_l$ (brut)		$(\tau/\sigma')_l$ (corrigé)	F <sub>L</sub>	I <sub>Li</sub>	I <sub>L</sub>
0 - 6 m	3	Remblai	19	11	57	33	2.3	0.9933	0.2565							> 2	0.0000	0.0000	
6 - 7 m	6.5	Sables coralliens	19	11	123.5	71.5	2.3	0.9683	0.2500	1	20	1.1821	24	0.263	0.394	1.576	0.0000	0.0000	
7 - 8 m	7.5	Sables coralliens	19	11	142.5	82.5	2.3	0.9578	0.2473	1	20	1.1044	22	0.245	0.368	1.488	0.0000	0.0000	
8 - 9 m	8.5	Sables coralliens	19	11	161.5	93.5	2.3	0.9458	0.2442	1	20	1.0365	21	0.230	0.345	1.415	0.0000	0.0000	
9 - 10 m	9.5	Sables coralliens	19	11	180.5	104.5	2.3	0.9323	0.2407	1	20	0.9761	20	0.217	0.325	1.351	0.0000	0.0000	
10 - 11 m	10.5	Sables coralliens	19	11	199.5	115.5	2.3	0.9173	0.2369	1	20	0.9218	18	0.205	0.307	1.297	0.0000	0.0000	
11 - 12 m	11.5	Sables coralliens	19	11	218.5	126.5	2.3	0.9008	0.2326	1	20	0.8724	17	0.194	0.291	1.250	0.0000	0.0000	
12 - 13 m	12.5	Sables coralliens	19	11	237.5	137.5	2.3	0.8828	0.2280	1	20	0.8271	17	0.184	0.276	1.209	0.0000	0.0000	
13 - 14 m	13.5	Sables coralliens	19	11	256.5	148.5	2.3	0.8633	0.2229	1	20	0.7853	16	0.175	0.262	1.174	0.0000	0.0000	
14 - 15 m	14.5	Sables coralliens	19	11	275.5	159.5	2.3	0.8423	0.2175	1	20	0.7465	15	0.166	0.249	1.144	0.0000	0.0000	
15 - 16 m	15.5	Sables coralliens	19	11	294.5	170.5	2.3	0.8198	0.2117	1	20	0.7103	14	0.158	0.237	1.118	0.0000	0.0000	
16 - 20 m	18	Corail	21	11	346	326	2.3	0.7570	0.1201							> 2	0	0	
																			0.0

Tableau 12 – Colonne 1, calcul de l'intensité de liquéfaction

**AEROPORT DE PAMANDZI - PISTE LONGUE**

**Zone n°3**

Position de la nappe : z = 0 m

Profondeur (m)		Horizon	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	calcul de $(\tau/\sigma')_{vs}$			calcul de $(\tau/\sigma')_l$					Facteur de sécurité $FS_l$	Intensité liquéfaction			
ht et bas	moy.						$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$r_d$	$(\tau/\sigma')_{vs}$	$p_l$ (MPa)	$N_{\text{éq.}}$	$C_N$	$N_1$	$(\tau/\sigma')_l$ (brut)		$(\tau/\sigma')_l$ (corrigé)	$F_L$	$I_{Ll}$	$I_L$
0 - 6 m	3	Remblai	19	11	57	33	2.5	0.9933	0.2788							> 2	0.0000	0.0000	
6 - 7 m	6.5	Sables coralliens	19	11	123.5	71.5	2.5	0.9683	0.2718	1	20	1.1821	24	0.263	0.394	1.450	0.0000	0.0000	
7 - 8 m	7.5	Sables coralliens	19	11	142.5	82.5	2.5	0.9578	0.2688	1	20	1.1044	22	0.245	0.368	1.369	0.0000	0.0000	
8 - 9 m	8.5	Sables coralliens	19	11	161.5	93.5	2.5	0.9458	0.2655	1	20	1.0365	21	0.230	0.345	1.301	0.0000	0.0000	
9 - 10 m	9.5	Sables coralliens	19	11	180.5	104.5	2.5	0.9323	0.2617	1	20	0.9761	20	0.217	0.325	1.243	0.0000	0.0000	
10 - 11 m	10.5	Sables coralliens	19	11	199.5	115.5	2.5	0.9173	0.2575	1	20	0.9218	18	0.205	0.307	1.193	0.0000	0.0000	
11 - 12 m	11.5	Sables coralliens	19	11	218.5	126.5	2.5	0.9008	0.2528	1	20	0.8724	17	0.194	0.291	1.150	0.0000	0.0000	
12 - 13 m	12.5	Sables coralliens	19	11	237.5	137.5	2.5	0.8828	0.2478	1	20	0.8271	17	0.184	0.276	1.113	0.0000	0.0000	
13 - 14 m	13.5	Sables coralliens	19	11	256.5	148.5	2.5	0.8633	0.2423	1	20	0.7853	16	0.175	0.262	1.080	0.0000	0.0000	
14 - 15 m	14.5	Sables coralliens	19	11	275.5	159.5	2.5	0.8423	0.2364	1	20	0.7465	15	0.166	0.249	1.053	0.0000	0.0000	
15 - 16 m	15.5	Sables coralliens	19	11	294.5	170.5	2.5	0.8198	0.2301	1	20	0.7103	14	0.158	0.237	1.029	0.0000	0.0000	
16 - 20 m	18	Cendres	18	10	340	324	2.5	0.7570	0.1291							> 2	0	0	
																			0.0

Tableau 13 – Colonne 3, calcul de l'intensité de liquéfaction

### 6.3.5. Préconisations en terme de dispositions constructives

En premier lieu, nous recommandons de vérifier par granulométrie la capacité intrinsèque des sables coralliens de liquéfier. Si ces matériaux ne se révèlent pas propices en matière de liquéfaction, les dispositions spécifiques qui suivent n'auront pas lieu de s'appliquer.

Si les sables coralliens se révèlent liquéfiables, sachant que le risque de liquéfaction ne peut être négligé au vu de la norme NP P 06-013, mais que ses effets seront très limités (intensité de liquéfaction négligeable), nous recommandons d'adopter des dispositions constructives légères dans les zones n°1 et n°3, c'est-à-dire les zones qui seront gagnées sur la mer :

- sous le niveau de l'eau, remblayer avec un matériau graveleux noble adapté aux remblaiements hydrauliques sans compactage (matériau grossier propre à granulométrie étalée – cf. règles de l'art en la matière) ;
- au dessus du niveau de l'eau, soigneusement compacter les matériaux avec des moyens lourds afin de d'attendre au minimum 90 % de l'OPM sur le premier mètre de sol en place et sur toute l'épaisseur remblayée, et purger les terrains superficiels très médiocres qui auraient été reconnus pour les substituer par du matériau noble compacté. Vis-à-vis de la piste d'atterrissage, ces critères de compacités pourront être accrus. A ce titre, l'utilisation de dalles en béton armé sur une assise de bonne qualité est recommandée ;
- fonder les bâtiments sur semelles filantes avec vide sanitaire, voire sur radier généralisé armé. Les fondations seront arrêtées dans du remblai ou des cendres compacts, et en aucun cas dans les sables coralliens (au moins 3 fois la largeur de la semelle entre sa base et le toit des sables). Les solutions consistant à fonder les bâtiments sur dallage à même le sol ou sur semelles ponctuelles sont à proscrire ;
- systématiquement réaliser un chaînage par armatures horizontales et verticales des voiles, y compris dans les murs en agglos afin de renforcer le monolithisme du bâti. A priori, les règles classiques de génie parasismique engendrées par le calcul d'aléa sismique présenté dans les chapitres précédents suffiront à cet effet ;
- de mettre des joints souples sur les réseaux au niveau des limites des bâtiments et au niveau des joints de rupture des structures ;
- latéralement la zone remblayée devra être protégée de la mer par un ouvrage de protection. Cet ouvrage devra être dimensionné sous action sismique, en réduisant significativement la résistance au cisaillement des sables coralliens susceptibles de se liquéfier.

Pour la zone n°2, actuellement hors d'eau, et indépendamment des risques de liquéfaction, il conviendra de renforcer l'horizon superficiel médiocre lorsque celui-ci se révèle médiocre, soit en le compactant soigneusement soit en le substituant par un matériau plus noble. Sous les zones devant recevoir des charges lourdes, une alternative consiste à fonder les ouvrages sous cet horizon médiocre.

Bien évidemment, ces recommandations ne doivent pas conduire à écarter les normes, règlements et règles de l'art en vigueur en ce qui concerne la construction, mais ne peuvent que les renforcer.

## 7. Conclusions

Le séisme de référence retenu pour cette étude est le séisme du 1<sup>er</sup> décembre 1993, de magnitude locale 5.2, ramené à une distance de 10 km du site.

Dans un premier temps, le spectre spécifique a été défini « au rocher horizontal affleurant ». Ce spectre est représenté en Illustration 2 et dans le Tableau 2. L'accélération horizontale maximale « au rocher horizontal affleurant » est de 0.15 g, soit 1.5 m.s<sup>-2</sup>.

Dans un deuxième temps, une analyse des données géologiques, géotechniques et géophysiques disponibles et acquises dans le cadre de cette étude sur le site a permis de définir trois colonnes de sols caractéristiques du site. Un spectre spécifique tenant compte des effets de site lithologiques a ainsi été calculé pour chacune des zones correspondantes à l'aide d'un modèle numérique non linéaire (code de calcul CyberQuake, version 2000). Ces spectres tiennent aussi compte de la classe du bâtiment (classe D). Ils sont représentés en Illustration 12, 13 et 14 et Tableau 8 et 9.

Les accélérations horizontales maximales tenant compte des conditions de site de l'aéroport et de la classe D des installations, sont respectivement de 0.25, 0.39 et 0.23 g (soit 2.5, 3.9 et 2.3 m/s<sup>2</sup>) pour les zones correspondant aux colonnes de sol 1, 2 et 3.

La susceptibilité et les potentialités de liquéfaction en fonction des agressions sismiques définies sur le site ont été traitées.

Seuls les sables coralliens présents sur le site de projet ont été considérés comme potentiellement liquéfiables.

Conformément aux règles PS 92 – norme NF P 06-013 – les zones de projet n°1 et 3, actuellement en mer, peuvent liquéfier<sup>3</sup>, ce qui réglementairement doit conduire soit à un traitement de l'horizon vulnérable soit à un renforcement des fondations. Toutefois, les calculs d'intensité de liquéfaction montrent qu'en cas d'occurrence du séisme de référence, les effets en surface de la liquéfaction devraient rester très modérés.

Par conséquent, nous recommandons d'adopter des dispositions constructives légères dans la zone n°1 et dans la zone n°3, ces dispositions étant énoncées au chapitre 6.3.5.

---

<sup>3</sup> Il convient de souligner que ces conclusions sont conditionnées au fait que les sables coralliens se révèlent effectivement susceptibles de liquéfier (ce qui n'a pu être vérifié faute de granulométrie effectuée sur ce matériau).

## 8. Références bibliographiques

- Abrahamson N.A., Silva W.J. (1996) – Empirical ground motion models, *Report to Brookhaven National Laboratory*.
- Bitri A., Le Bégat S., Baltassat J. M., Goury J.C. (1997) – Détermination des vitesses de cisaillement des sols à partir de la dispersion des ondes de Rayleigh, Rapport BRGM R39877, 49 p., 24 fig., 7 tabl.
- Bour M. et Sedan O. (2002) – Note sur le positionnement de Mayotte en matière de règles parasismiques. Rapport BRGM/RP-51841-FR, 12 p., 2 fig., 2 tabl.
- 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.
- Gasparini D., et Vanmarcke E.H. (1976) – Simulated earthquake motions with prescribed response spectra, M.I.T. Department of Civil Engineering Research Report R76-4, order n° 527.
- Guilcher A. (1965) – Les récifs coralliens et le lagon de l'île de Mayotte. Rapport ORSTOM.
- Kokusho T. (1980) – Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol. 20 (4), p. 45-60.
- Modaressi H., Foerster E., A. Mellal (1997) - Computer-aided seismic analysis of soils, Proc. Of th 6<sup>th</sup> Int. Symp. On Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VI, Montréal, Québec, July 2-4.
- Nakamura Y. (1989) - A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR of RTRI*, 30, 1, p. 25-33.
- Nakamura Y. (1996) - Real-Time Information Systems fir Seismic Hazards Mitigation UrEDAS, HERAS and PIC. *QR of RTRI*, 37, 3, p. 112-127.
- Newmark N.M., Hall W.I., B. Mohraz (1976) - Statistical studies of vertical and horizontal earthquake spectra. Report for the Division of Safety U.S.N.R.C., Washington D.C., 20 555.
- Nogoshi M., and T. Igarashi (1971). On the propagation characteristics of microtremors. *Jour. Seism. Soc. Japan*, Vol 23, p. 264-280.
- Sabourault P. (1999) - Du microzonage à la prédiction de mouvements forts : Confrontation de mesures de terrain, de simulations numériques et de modélisations sur modèles réduits centrifugés. Thèse de doctorat de l'université de Marne la Vallée.
- Sabourault P., Bitri A. (2001) – Détermination de la géométrie des formations sédimentaires de la vallée du Grésivaudan autour du forage de Montbonnot (Isère) : utilisation des méthodes H/V et SASW. Rapport BRGM RP-51161-FR.
- Sabourault P., Sedan O., Audru J.C., Mathon C., Nédellec J.L., Bitri A., Bour M. et Le Brun B., avec la collaboration de J.P. Rançon (2002) – Microzonage sismique de Mamoudzou-Centre, île de Mayotte. Rapport BRGM/RP-51839-FR – 2002 Mayotte 05.
- Sabourault P., Zornette N., Bitri A., Nédellec J.L. et Audru J.C. (2003) – Projet d'extension de l'aéroport de Pamandzi, Mayotte. Evaluation de l'aléa sismique local. Rapport BRGM/RP-52438-FR.
- Terrier M., Audru J.C., Bour M., Dominique P. (2000). Etude de l'aléa sismique régional de l'île de Mayotte ; détermination des mouvements sismiques de référence. Rapport BRGM RP-50250-FR.

## ANNEXE 1

### Résultats des mesures H/V in situ

De nombreuses techniques théoriques, numériques ou instrumentales ont été développées pour estimer les effets de site lithologiques (Sabourault, 1999). Les techniques expérimentales font généralement appel à un site de référence, c'est-à-dire un site rocheux n'amplifiant pas le mouvement sismique. Ce site rocheux n'est pas toujours présent sur les zones d'études, ce qui peut engendrer des erreurs dans les estimations des effets de site. C'est pourquoi, des techniques plus récentes, ne faisant pas intervenir de site de référence, ont été mises au point. L'une de ces techniques consiste, à partir de l'enregistrement du bruit de fond ambiant, à calculer le rapport spectral entre les composantes horizontales et la composante verticale : c'est la méthode appelée couramment H/V (Nogoshi, 1971, Nakamura, 1989 et 1996). Le dispositif expérimental est constitué d'un sismomètre trois composantes et d'une station d'acquisition. Les principes physiques sous tendus par cette méthode ne sont actuellement pas tous bien cernés. Cependant, de nombreuses expériences ont comparé cette méthode avec des méthodes classiques et ont montré sa capacité à évaluer les effets de site. L'explication la plus communément admise est la suivante : soit un modèle très simple constitué d'une couche meuble (souvent sédimentaire) surmontant un demi-espace homogène. Le bruit de fond est engendré par des sources proches comme le trafic urbain et donc composé d'ondes de surface. Seules les composantes horizontales sont amplifiées par les réflexions sur les interfaces des couches sous-jacentes. La composante verticale du bruit de fond contient, elle, la signature des sources de bruit. On suppose également que la base de la couche sédimentaire n'est pas affectée par les ondes de surface.

Pour obtenir une pseudo-fonction de transfert à l'aide du bruit de fond, en s'affranchissant de l'effet de source, on divise donc le spectre d'une composante horizontale par le spectre de la composante verticale (d'où l'appellation H/V). Ce rapport donne avec une bonne précision la fréquence de résonance fondamentale du site, mais également une amplification spectrale relative qui dépend notamment du mode de traitement du signal. Les différentes amplifications relatives peuvent être comparées entre elles à condition d'avoir été établies avec les mêmes traitements.

En définitive, la réalisation d'une campagne de mesures ponctuelles H/V permet en première approche de déterminer en chaque point de mesure la fréquence propre du sol.

Lorsque la géométrie du site peut être assimilée à un milieu mono dimensionnel, On peut relier l'épaisseur d'une couche sédimentaire meuble (ayant un fort contraste d'impédance avec le substratum rocheux) à sa fréquence de résonance fondamentale  $f_0$  par l'expression :  $f_0 = V_s / 4H$  ( $H$  : épaisseur moyenne de la couche meuble,  $V_s$  vitesse moyenne de propagation des ondes S dans la couche meuble,  $f_0$  : fréquence de résonance fondamentale de la couche meuble.

La connaissance de deux paramètres permet donc d'estimer le troisième ( $V_s$  et  $f_0$  connues donnent  $H$  par exemple) (Sabourault et Bitri, 2001) .

## Interprétation des mesures

### Colonne 1

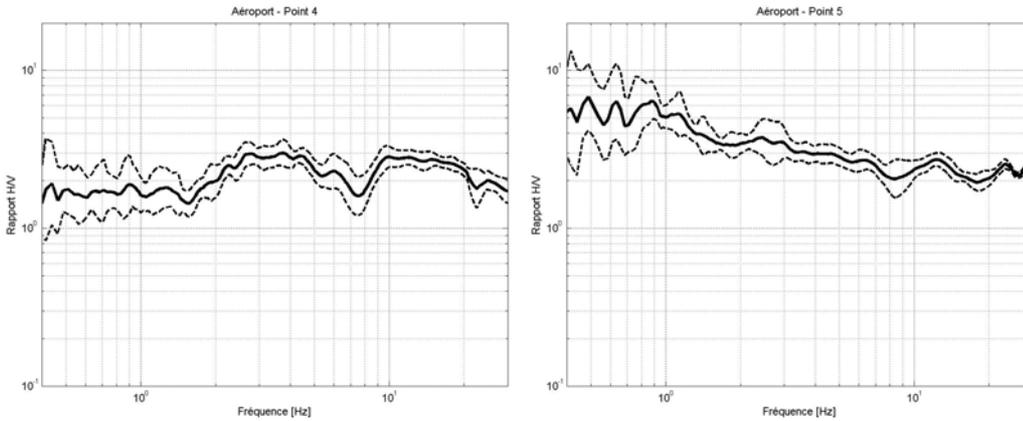
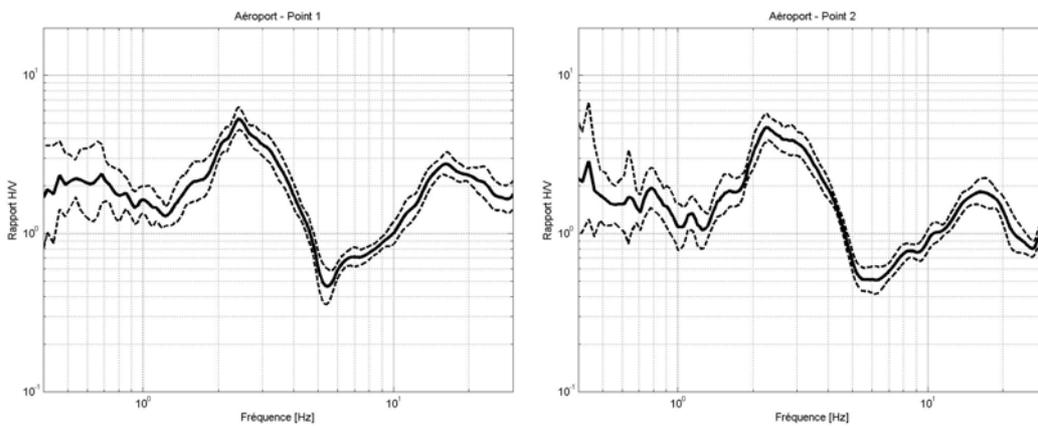


Illustration 15 - Résultats des mesures H/V pour les terrains représentatifs de la colonne de sol n°1.

Le résultat du point 5 est difficilement interprétable. En revanche, le point 4 indique une légère amplification du signal entre 2.3 et 3.8 Hz. Ce résultat est en accord avec le spectre spécifique représenté sur l'illustration 9 qui montre un faible effet de site avec une fréquence propre comprise entre 1.5 et 4 Hz.

### Colonne 2



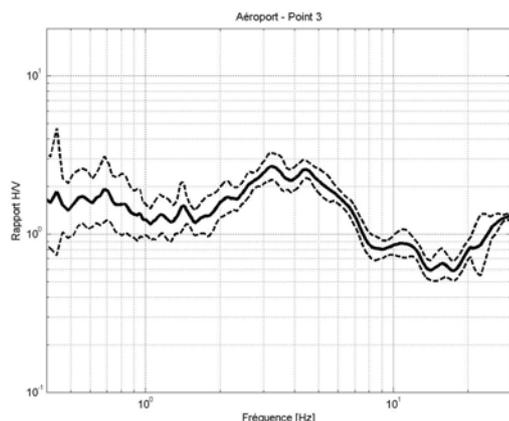
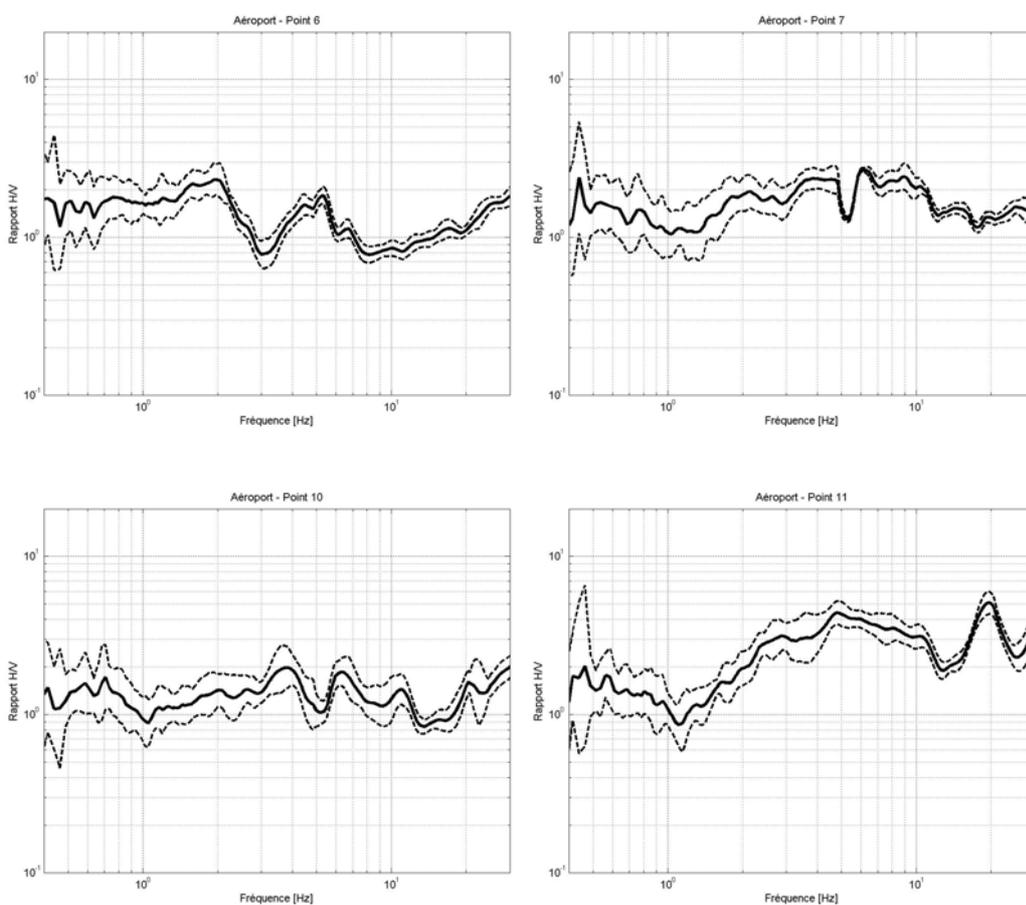


Illustration 16 - Résultats des mesures H/V pour les terrains représentatifs de la colonne de sol n°2.

Ces trois résultats sont très homogènes avec un effet de site notable et une fréquence de résonance comprise entre 2 et 4 Hz. Ils sont tout à fait cohérents avec le spectre spécifique représenté en Illustration 10 qui met en évidence un effet de site important avec une amplification pour les fréquences comprises entre 2 et 4 Hz.

### Colonne 3



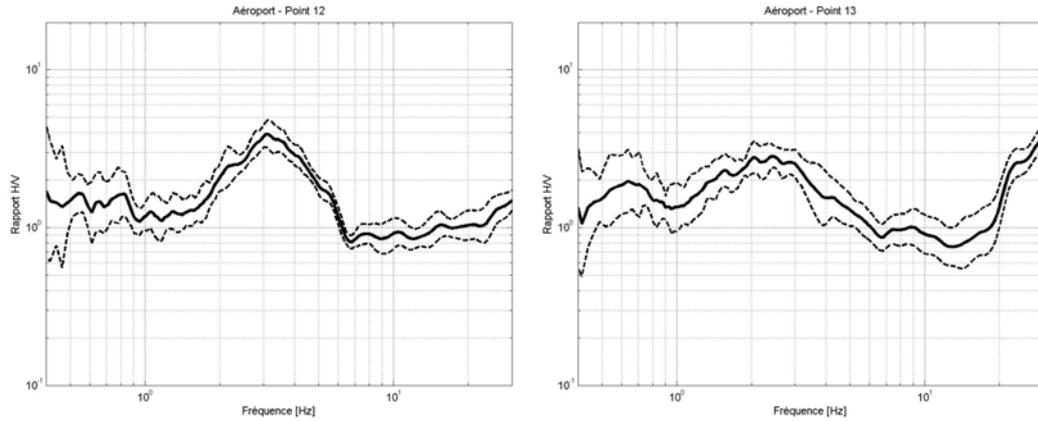


Illustration 17 - Résultats des mesures H/V pour les terrains représentatifs de la colonne de sol n°3.

Les résultats sont assez hétérogènes d'un site de mesure à l'autre. De manière générale, on observe une fréquence de résonance comprise entre 2.1 et 4 Hz pour les points présentant un effet de site (points 6, 12 et 13) : cet effet est particulièrement notable pour le point 12, mais reste modéré ailleurs. Les points 7 et 10 ne présentent pas d'effet de site notable et le résultat du point 11 est difficilement interprétable. Ces différences traduisent l'inhomogénéité du platier sur lequel les mesures ont été réalisées. Les points 8 et 9 sont situés en dehors de la zone définie pour cette colonne 3 (voir Illustration 6) et leurs résultats sont représentés sur l'illustration 18.

Malgré tout, ces résultats sont en accord avec le spectre spécifique représenté en Illustration 11, sur laquelle on note un effet de site très modéré pour des fréquences comprises entre 1.4 et 4 Hz.

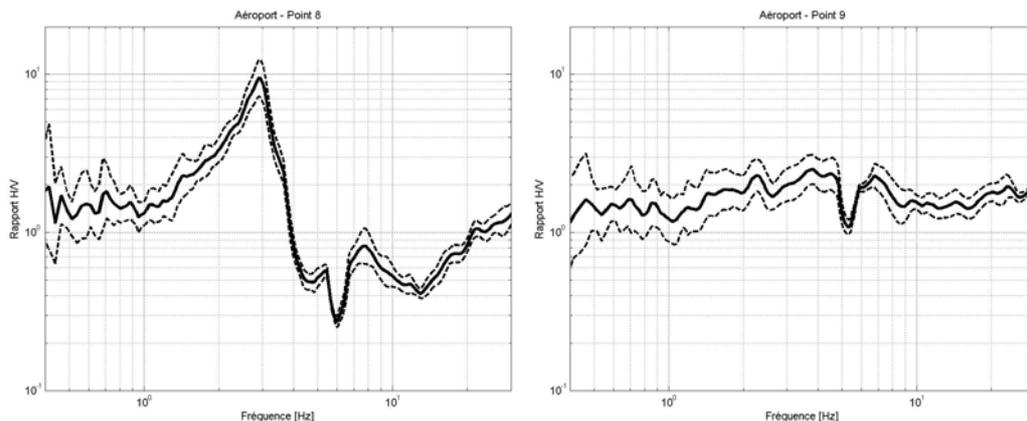


Illustration 18 - Résultats des mesures H/V pour les points de mesure 8 et 9.



**BRGM Antenne de Mayotte**  
BP 1398, 97600 Mamoudzou, Mayotte  
Tél. : 02 69 61 28 13 ; fax : 02 69 61 28 15