

## BARRAGE DE MOREAU

### ANALYSE DU RISQUE LIE A UN DISFONCTIONNEMENT DU SYSTEME DE DRAINAGE A TRAVERS L'ACTUALISATION DE L'ETUDE DE DANGERS

*Moreau Dam – Risk Assessment related to a malfunction of the drainage system through the upgrading of the hazard study*

Patrick SOULAT, SAFEGE/SUEZ, Montpellier, [patrick.soulat@suez.com](mailto:patrick.soulat@suez.com)

Sophie KANOR-GILLES, REGION GUADELOUPE, [sophie.kanor-giles@regionguadeloupe.fr](mailto:sophie.kanor-giles@regionguadeloupe.fr)

## MOTS CLEFS

Barrage, remblai, disfonctionnement, analyse de risque

## KEY WORDS

Dam, embankment, malfunction, risk analysis

## RÉSUMÉ

*Le barrage de Moreau est un barrage en remblai, de classe B, récemment terminé et mis en eau en 2022, sur la commune de Goyave en Guadeloupe.*

*Dans le contexte sensible de la ressource en eau aujourd'hui en Guadeloupe, cet ouvrage représente un enjeu majeur et un ouvrage stratégique afin de combler les besoins en eaux brutes de la filière agricole. En effet, il servira à alimenter en eau la Basse-Terre pendant la période sèche pour l'irrigation de la Côte-au-Vent (côte est) et pour l'alimentation en eau brute de la Grande-Terre.*

*La Maitrise d'Ouvrage de l'opération est confiée à la Région Guadeloupe, la Maitrise d'œuvre à SAFEGE/Suez-Consulting. Il est prévu que l'ouvrage soit rétrocédé au Département après quelques années d'exploitation.*

*Les travaux ont débuté en 2014 (travaux préparatoires) pour se terminer en 2021. La mise en eau du barrage s'est déroulée en 2021-2022. Le barrage a été réceptionné en juin 2023, suite à une période d'observation. A ce jour (mai 2024) le barrage n'est toujours pas en exploitation du fait notamment de travaux complémentaires à réaliser suite à une analyse ponctuelle de chlordécone qui n'était pas satisfaisante.*

*Le barrage est implanté sur la ravine Zombi, affluent de la rivière Moreau, il est alimenté principalement en gravitaire par une prise d'eau située sur cette rivière, et très faiblement par les apports du bassin versant et de la ravine elle-même.*

*Ce barrage en remblai est réalisé avec les matériaux empruntés sur le site. Ces matériaux argileux d'origine volcanique présentent des caractéristiques inhabituelles (densité sèche faible, forte teneur en eau naturelle, teneur en eau OPN élevée), dans un contexte de sismicité forte (zone 5 selon zonage français).*

*Durant la phase de mise en eau et la période d'observation, les mesures d'auscultation ont montrés que le niveau piézométrique dans le remblai aval du barrage, était situé significativement au-dessus du tapis drainant, et ce particulièrement côté appui rive gauche.*

*Les venues d'eau de l'appui rive gauche sont connues depuis la construction de l'ouvrage, mais il apparaît que le système de drainage prévu ne permet pas d'évacuer efficacement ces arrivées d'eau.*

*Le barrage fonctionne donc comme un barrage homogène en termes de drainage, le tapis ayant aussi une fonction de filtre.*

*L'étude de danger [1] (actualisée après mise en eau du barrage) prend en compte ce « disfonctionnement ».*

## ABSTRACT

*The Moreau dam is a Class B embankment dam, recently completed and was fully filled in 2022, in the commune of Goyave in Guadeloupe.*

*In the sensitive context of water resources today in Guadeloupe, this structure represents a major challenge and a strategic structure in order to meet the raw water needs of the agricultural sector. Indeed, it will be used to supply water to Basse-Terre during the dry period for the irrigation of Côte-au-Vent (east coast) and for the raw water supply of Grande-Terre.*

*The project management of the operation is entrusted to the Guadeloupe Region, the project management to SAFEGE/Suez-Consulting. It is planned that the structure will be returned to the Department after a few years of operation. The work began in 2014 (preparatory work) and will be completed in 2021. The dam was filled in 2021-2022. The dam was received in June 2023, following an observation period. To date (May 2024), the dam is still not in operation, in particular due to additional work to be carried out following a one-off analysis of chlordecone that was not satisfactory.*

*The dam is located on the Zombi ravine, a tributary of the Moreau River. It is mainly supplied by gravity by a water intake located on this river, and very weakly by the contributions of the watershed and the ravine itself.*

*This embankment dam is made with materials borrowed from the site. These clayey materials of volcanic origin have unusual characteristics (low dry density, high natural water content, high OPN water content), in a context of high seismicity (zone 5 according to French zoning).*

*During the impoundment phase and the observation period, the monitoring measurements showed that the piezometric level in the downstream embankment of the dam was located significantly above the drainage mat, particularly on the left bank support side.*

*The water inflows from the left bank support have been known since the construction of the structure, but it appears that the planned drainage system does not allow these water inflows to be evacuated effectively.*

*The dam therefore functions as a homogeneous dam in terms of drainage, the mat also having a filter function.*

*The hazard study [1] (updated after the dam was impounded) takes this "malfunction" into account.*

### 1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE



Figure 0-1 vue du barrage de Moreau

#### 1.1 Type de barrage

Le barrage de Moreau est un barrage en remblai homogène. Les recharges amont/aval et le noyau sont constitués du même matériau issu de la zone d'emprunt attenante au barrage, en rive gauche. Une synthèse de leurs caractéristiques est proposée ci-dessous.

ZES	Masse volumique sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Masse volumique saturée $\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau naturelle W (%)	Limite de liquidité WL (%)	Indice de plasticité Ip	Porosité n	Proctor		Triaxiaux	
							Teneur en eau à l'optimum $W_{opt}$ (%)	Masse volumique sèche à l'optimum $\gamma_{dopt}$ (t/m <sup>3</sup> )	Cohésion drainée C' (kPa)	Angle de cisaillement $\Phi'$ (°)
Argiles à quartz	1,07 (0,91 – 1,17)	1,66 (1,55 - 1,73)	54 (40 – 63)	65 (52 – 75)	12 (4 – 21)	0,61 (0,46 – 0,67)	49 (40 – 55)	1,11 (1,05 – 1,17)	40,1 (22-66)	30 (23-34)
Lapillis	1,09 (0,95 – 1,3)	1,68 (1,59 - 1,81)	51 (46 – 57)	64 (57 – 72)	10 (6 – 15)	0,63 (0,44 – 0,76)	46 (41 – 53)	1,12 (1,02 – 1,30)	-	-

Figure 0-2 : Caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt

Les matériaux dans l'emprise du barrage étaient constitués :

- Des argiles à quartz : matériaux pouvant supporter le corps du barrage en rives,
- Formation de lapillis : matériaux pouvant constituer la fondation du barrage,
- Formations alluviales : matériaux qui ont été purgés (tourbes et argiles blanches).

Les matériaux de la zone d'emprunt sont des argiles à quartz et des lapillis, qui ont des propriétés (densité, teneur en eau, granulométrie) semblables. Ces deux matériaux n'ont pas été distingués lors de leur extraction pour le remblai.

Il en ressort que la kaolinite et l'halloysite sont de bons matériaux pour la construction d'un barrage. Il s'agit d'argiles peu actives, c'est-à-dire peu sensibles au retrait et gonflement en présence d'eau, et qui sont également moins plastiques que les allophanes, ce qui est favorable. Dans son étude Zemenu Geremew Yizaw (2009) montre que le retrait volumique associé aux sols composés de kaolinites est limité à 3% quand celui de sols composés de montmorillonites peut aller jusqu'à 75%.

### 1.2 Système de drainage

Le système de drainage/filtration du remblai est constitué par :

- Une cheminée drainante verticale de 2,00 m d'épaisseur en sable 0/4 criblé.
- Un tapis drainant en sable 0/4 : la cheminée est connectée au tapis drainant horizontal aval d'épaisseur 30 cm en fond de vallée rive droite et 50 cm en fond de vallée rive gauche, remonté en rives jusqu'à la cote 166 m NGG (cote RN).  
Ce tapis drainant, permet de collecter les eaux venant de la cheminée drainante, mais également de collecter et drainer les circulations d'eaux dans la fondation.
- Une tranchée drainante (granulométrie 10/63) qui a été disposée sous le tapis au centre du barrage sur un profil amont/aval. Le débit collecté est mesuré et évacué par une canalisation dans la ravine à l'aval du barrage.

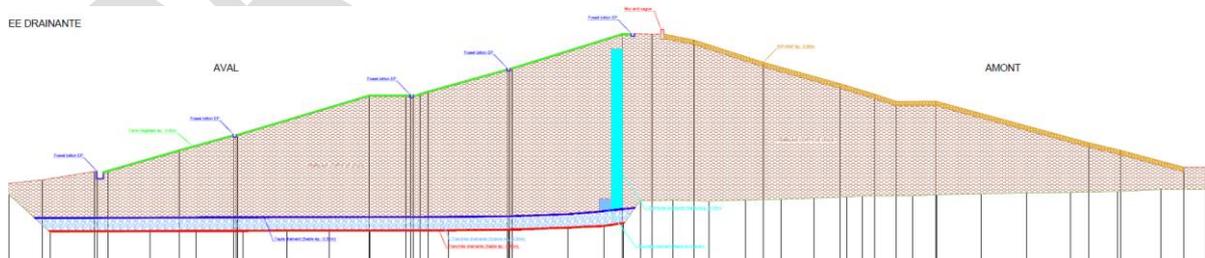


Figure 0-3 Coupe type du barrage au droit de la tranchée drainante

### 1.3 Synoptique

Caractéristiques principales de l'ouvrage	
Type de barrage	Barrage remblai homogène avec système de drainage (cheminée aval et fondation aval)
Terrain de fondation	Dépôts volcaniques anciens argilisés (lapillis)
Hauteur max au-dessus du TN sur l'axe	26,00 m
Longueur en crête*	255 m
Largeur en crête	6,0 m
Fruits du parement amont*	3,5/1 avec risberme à 157 m NGG
Fruits du parement aval*	3,5/1 avec risberme à 157 m NGG
Altitude de la crête du barrage (hors contreflèche)	168,00 m NGG / muret 168,80 m NGG au droit de son arrête amont
Altitude de la crête du déversoir	166,00 m NGG
Altitude de la retenue maximale en exploitation normale	166,00 m NGG (RN)
Altitude de la retenue maximale exceptionnelle	167,00 m NGG (PHE)
Aire de la retenue au niveau normal	9,80 ha
Capacité de la retenue	995 000 m <sup>3</sup>
Dispositif d'auscultation	
Repères de nivellement*	15 plots de contrôle topographique sur parement
Piézométrie*	62 CPI + 7 piézomètres aval + 4 puits de décompression équipés
Mesure des débits de fuites*	1 mesure sur DN400 avec débitmètre
Suivi des tassements de la galerie*	77 repères de nivellements dans la galerie
Suivi des tassements du corps et de la fondation du barrage*	1 profilomètres et 3 tassomètres
Mesure du niveau du plan d'eau	Sonde piézométrique dans la cuvette + sonde de pression sur la colonne DN600 de l'OAM + échelles limnimétriques
Ouvrages d'évacuation des crues	
Type	Seuil libre Creager (166,0 m NGG) + coursier
Emplacement	Rive droite
Débit maximal (m <sup>3</sup> /s)	52 m <sup>3</sup> /s (T=10 000ans)
Ouvrage de prise d'eau	
Type	Conduite DN 600 (crépine de fond)
Débit nominal (m <sup>3</sup> /s)	0,5 m <sup>3</sup> /s
Ouvrage de vidange	
Type	Vanne annulaire DN 500
Débit maximal de la vidange à PHE (m <sup>3</sup> /s)	1,5 m <sup>3</sup> /s
Hydrologie	
Crue de projet (débit entrant déca-millénaire)	Q = 92 m <sup>3</sup> /s (T=10 000ans)
Bassin versant	1,01 km <sup>2</sup>

## 2. PARTICULARITE GEOLOGIQUE

L'observation in-situ des affleurements lors des premiers travaux de terrassements en octobre 2015 et l'analyse conjointe de la bibliographie existante ont permis de dresser les grandes lignes géomorphologiques du site du barrage de Moreau :

- Les formations volcaniques sont de deux natures : une ou plusieurs coulées d'andésite très localisées et des lapillis en séquences métriques à inframétriques ; ces formations sont très altérées mais gardent leur structure primaire reconnaissable par des tephres et des minéraux (plagioclases intra andésitique).
- Des formations alluviales récentes très variées passant de faciès de haute énergie (blocs et éboulis) à des formations stagnantes (tourbe et gley).
- Des formations superficielles constituées d'argile rouge à quartz et de sols limoneux type andosol.

Les lapillis constituent le substratum du barrage de Moreau.

Les études géotechniques (excavation de tranchées) ont montré que sous les alluvions superficielles identifiées en fond de vallée, se trouve une épaisseur de quelques mètres de roche volcanique très altérée (lapillis) et saturée en eau, du fait de la présence de la nappe phréatique en fond de vallée. Les rives sont naturellement drainées. Ces sols volcaniques détritiques sont formés de roche en place altérée en fonction de la distance à la surface et de la présence éventuelle de petites failles.

Sous cette couche de roche très altérée, la roche tendre compacte apparaît. Sous l'action de la pelle, elle se débite en blocs certes tendres, mais constitués d'un matériau qui présente une cohésion notable. Des arrivées d'eau apparaissent au contact des deux matériaux. Le fond de la tranchée se remplit d'eau, preuve qu'il existe des circulations d'eau non négligeables dans cette roche.

D'un point de vue géologique, la structure de la roche est composée de plis, de joints, de veines qui augmentent localement la perméabilité généralement faible. On dit que la macrostructure contrôle la perméabilité et que les structures relictuelles sont les chemins privilégiés des écoulements.

## 3. COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE

Le barrage est équipé de :

- 20 piézomètres : 10 sur la risberme aval, 2 en pied de talus aval, 4 sur l'appui rive gauche et 4 puits de décompression en pied aval.
- 62 cellules de pression interstitielle selon 4 profils amont/aval

La mise en eau de la retenue a été réalisée entre septembre 2021 et mars 2022. La période d'observation s'est terminée en juin 2023, date de la réception des travaux (avec réserves). Le barrage n'étant pas encore exploité, le plan d'eau ne varie pas à l'exception d'une amorce de distribution début 2023.

Les profils piézométriques côté rive gauche mettent en évidence un niveau d'eau dans le corps du remblai aval très au-dessus du tapis drainant/filtrant. Ce comportement est confirmé par un pied aval rive gauche localement saturé.

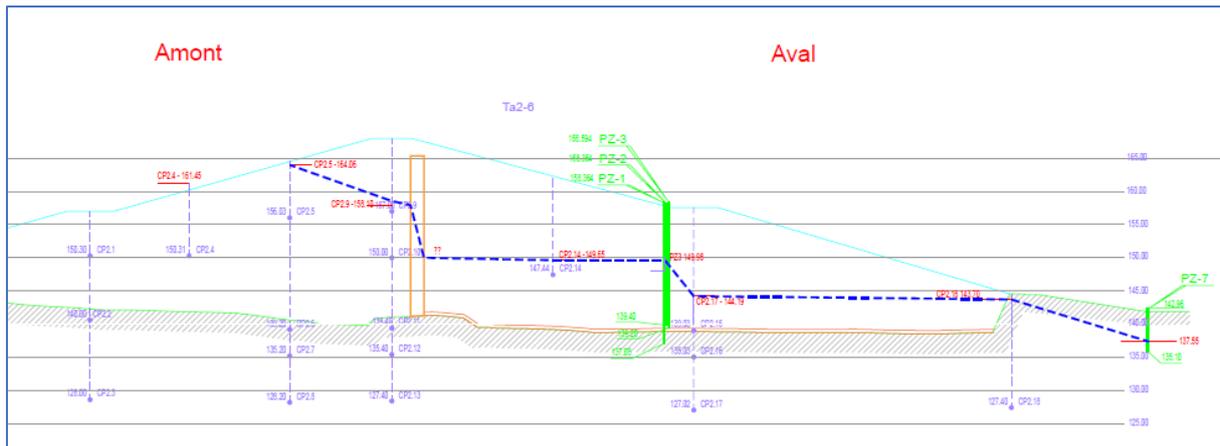


Figure 0-4 Profil piézométrique en rive gauche

#### 4. ANALYSE DES RISQUES

Les niveaux piézométriques plus élevés que prévu dans la partie aval du corps du barrage peuvent avoir des conséquences importantes sur la sûreté de l'ouvrage en termes de :

- Stabilité au grand glissement du talus aval (en statique)
- Stabilité au séisme (notamment déplacements irréversibles)
- Initiation d'un phénomène d'érosion interne dans le corps du barrage ou sa fondation

Dans le cadre du diagnostic approfondi de l'Etude de Danger [2] actualisée (après mise en eau), ces points ont été réévalués.

Les classes de probabilité d'occurrence des scénarios de défaillance utilisées sont présentées dans le tableau suivant :

Échelle de probabilité	Description de la probabilité d'occurrence	Probabilité associée (P)
E	Scénario extrêmement peu probable	$P < 10^{-5}$
D	Scénario très peu probable	$10^{-5} \leq P < 10^{-4}$
C	Scénario peu probable	$10^{-4} \leq P < 10^{-3}$
B	Scénario probable	$10^{-3} \leq P < 10^{-2}$
A	Scénario très probable, courant	$10^{-2} \leq P$

Classe de probabilité annuelle d'occurrence des scénarios de défaillance

##### 4.1 Stabilité (statique)

La stabilité du talus aval au grand glissement a été actualisée avec le logiciel GEOSLOPE en considérant la hauteur d'eau réelle après mise en eau. Les hypothèses de conception considèrent une cohésion nulle pour le remblai et la fondation. La pente du talus à 3.5H/1V permet une marge de sécurité importante. Une étude de sensibilité a été réalisée pour déterminer le niveau d'eau au-delà duquel le talus ne serait plus stable (Figure 5-2). Ce niveau est situé 8 m au-dessus du niveau actuel (au droit de la cheminée drainante). Un cas avec saturation complète du remblai aval (barrage homogène sans drain) a aussi été étudié : la stabilité est assurée en considérant une cohésion de 10 kPa.

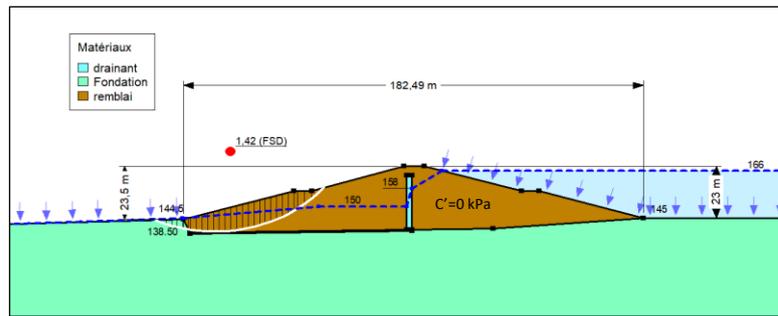


Figure 5-1 Résultat de la stabilité du talus aval (statique) en situation normale d'exploitation (RN)  $FS = 1.42 > 1.2$

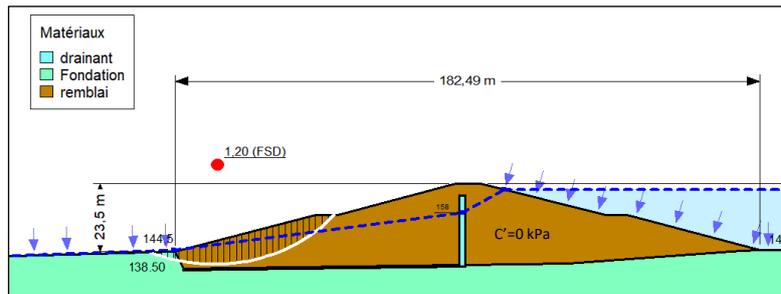


Figure 0-5 situation normale d'exploitation - étude de sensibilité (RN)  $FS = 1.20 \geq 1.20$  (niveau limite)

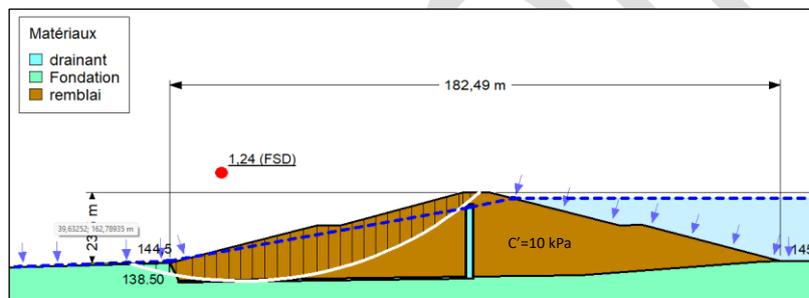


Figure 0-6 situation normale d'exploitation - étude de sensibilité (RN)  $FS = 1.24 > 1.20$  (remblai saturé)

Pour l'analyse de risque, nous considérons que l'augmentation du niveau piézométrique peut être anticipée par la surveillance (données d'auscultation). En cas de dérive, il est possible d'ouvrir la vanne pour abaisser le plan d'eau afin de maintenir la piézométrie sous la cote 158 mNGG (limite de stabilité, avec  $c'=0$  kPa).

En cas de défaillance de la vanne de vidange, (en plus de la défaillance du drainage), nous jugeons la probabilité de rupture peu probable, car l'étude de sensibilité montre qu'avec une cohésion effective de 10 kPa, la stabilité est assurée (une cohésion nulle sécuritaire a été pris en compte dans la conception, cependant les essais triaxiaux réalisés dans le remblai, en cours de chantier, indiquent une cohésion minimum de 15kPa).

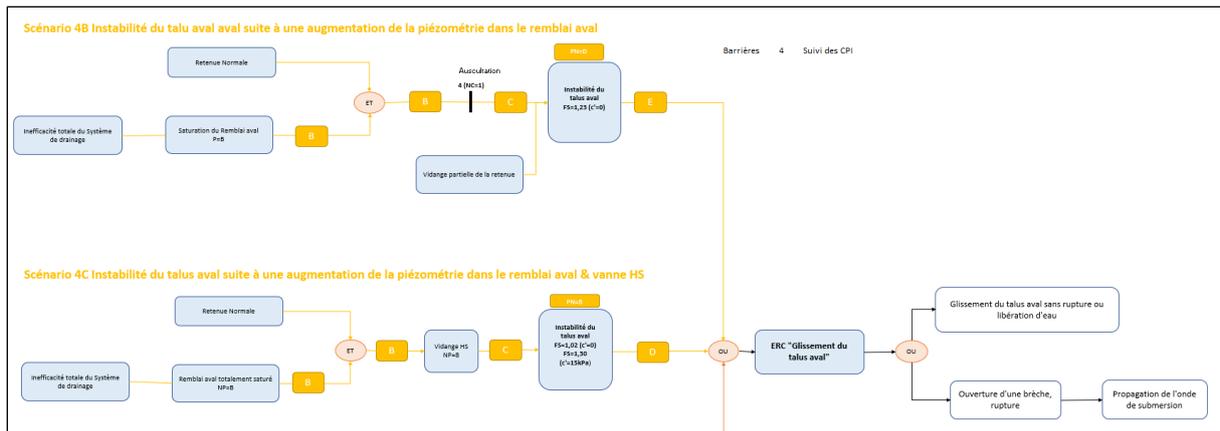


Figure 0-7 Arbre d'évènement des scénarios instabilité du talus aval

#### 4.2 Soulèvement hydraulique du pied aval

Le risque de soulèvement hydraulique est vérifié en cas de colmatage des puits de décompression et saturation du tapis drainant. Le risque de soulèvement hydraulique est maximum au droit du profil rive gauche où la ligne piézométrique est la plus élevée.

La condition d'état-limite, d'après les recommandations CFBR, s'écrit :  $\gamma_u U > \gamma_m \sigma_v$  (avec  $\gamma_u = 1.2$  et  $\gamma_m = 0.9$  : facteurs partiels).

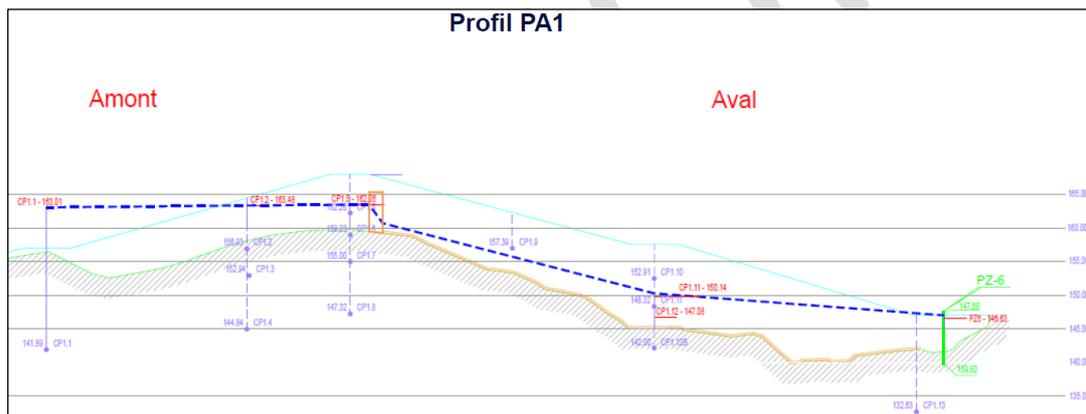
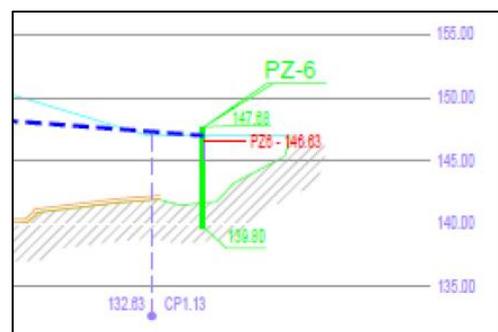


Figure 0-8 Profil PA1 en rive gauche

En pied aval, au niveau du profil rive gauche, nous disposons des données du piézomètre PZ6 et de la cellule CPI1.13, entre février 2022 (retenue pleine) et juin 2023. On vérifie le soulèvement du remblai en considérant qu'il n'y a pas de décompression au travers de ce dernier.

- Valeur maximum de piézométrie dans PZ6 = 147.25 m NGG depuis 02/2022 (mise en eau), ce qui est le niveau du terrain naturel.
- Tapis drainant : 142.20 m NGG
- Sous-pression :  $147.25 - 142.20 = 5.05$  m (dans le cas où l'eau ne serait pas drainée par le tapis et les puits de décompression)
- Hauteur de remblai : 5.05 m/Tapis drainant
- Sous-pression eau :  $5.05 \times 1.2 = 6.6$  t/m<sup>2</sup> (avec 1.2 = coefficient partiel)
- Poids des terres :  $5 \times 1.60 \times 0.9 = 7.2$  t/m<sup>2</sup> (avec 0.9 = coefficient partiel)



Soit  $F = 7.2 / 6.6 = 1.09 > 1$  : le critère est vérifié.

### 4.3 Comportement sous sollicitations sismiques

Le barrage est situé en zone sismique 5 (Antilles). Le tableau récapitulatif suivant présente les accélérations de pics prises en compte dans l'étude spécifique de site de GEOTER (2016) et reprises dans la modélisation. Sont aussi rappelées, dans le tableau, les valeurs forfaitaires de l'ATB :

PGA (m/s <sup>2</sup> )	H1	H2	V
Acc 1	4.07	<b>5.08</b>	4.27
Acc 2	<b>5.01</b>	4.54	4.18
Acc 3	4.64	3.91	<b>4.38</b>
ATB (classe A)	5.6	5.6	4.5
ATB (classe B)	3.6	3.6	2.9

La stabilité du barrage au séisme a été évaluée par ITASCA sous FLAC3D. Le modèle a permis d'évaluer les déplacements irréversibles, la distorsion, les variations de pressions interstitielles/Ru au cours du séisme SES dans l'ouvrage et dans la fondation. Ces résultats de calcul ont été comparés aux critères définis dans les recommandations « risques sismiques et sécurité des ouvrages hydrauliques » (DGPR 2014). Plusieurs modélisations ont été réalisées avec différents paramètres de calibration et différentes lois de comportement (PM4Sand et P2PSand). Les résultats obtenus, en utilisant une même calibration du modèle et une même loi de comportement, ont montré que l'augmentation de la ligne d'eau dans le remblai aval du barrage a peu d'influence sur sa stabilité en dynamique.

Le tableau de synthèse suivant présente les résultats des déplacements irréversibles maximum après séisme, ainsi que les limites issues des recommandations CFBR :

Déplacements verticaux	Crête	Pied aval	Recommandations
Modèle PM4Sand (niveau piézométrique bas)	-40 cm	-15 cm	<b>&lt; 60 cm</b> (min de 3% de H ou 1/3 revanche ou 1 m)
Modèle PM4Sand (niveau piézométrique haut)	-35 cm	-30 cm	
Modèle P2P2Sand (piézométrie haute)	-60 cm	-49 cm	
Déplacements horizontaux	Crête	Pied aval	Recommandations
Modèle PM4Sand (niveau piézométrique bas)	30 cm	80 cm	<b>&lt; 70 cm</b> (min de 3% de H ou 1/3 largeur filtre)
Modèle PM4Sand (niveau piézométrique haut)	30 cm	90	
Modèle P2P2Sand (piézométrie haute)	40 cm	88	

Tableau 0-1 : Comparaison des déplacement irréversibles maximum après séisme

Les limites en déplacements horizontaux, sont localement dépassées, mais il est à noter que le signal sismique pris en compte dans la modélisation est celui d'un barrage de classe A (donc sécuritaire). La probabilité de rupture en cas de séisme est jugée probable.

Concernant les déformations, et les pressions interstitielles, les valeurs calculées sont conformes aux limites des recommandations.

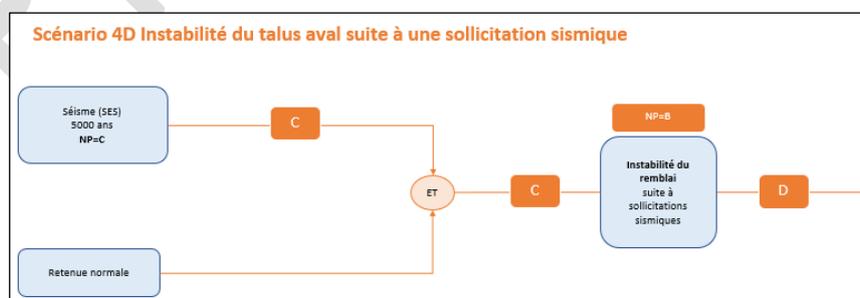


Figure 0-9 Arbre d'événements du scénarios sollicitations sismiques

### 4.4 Erosion interne

Les chemins d'érosion étudiés dans l'analyse de risque sont les suivants :

#### 4.4.1 Érosion de conduit ou régressive le long des 3 ouvrages traversants

Ouvrages traversants : la galerie technique en béton armé, ainsi eu 2 profilomètres (tube PEHD DN90 mm) sous la galerie et au niveau de la risberme.

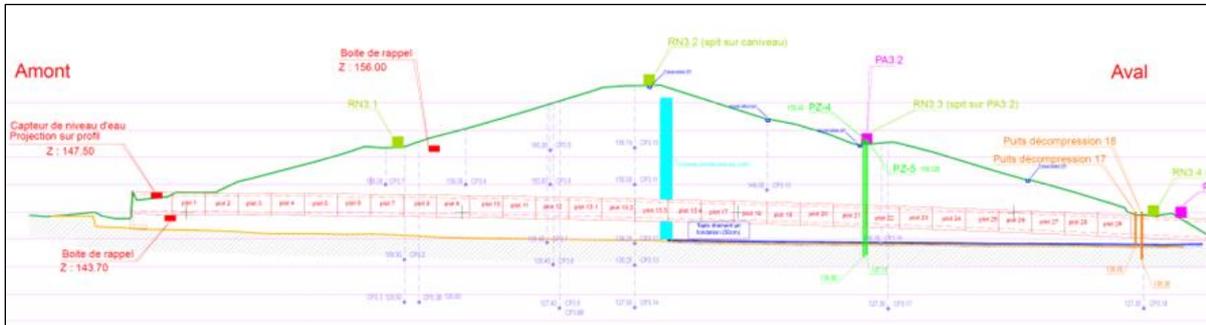


Figure 0-10 coupe type du barrage au droit de la galerie de visite

Il est considéré un conduit le long de la galerie en béton armé, à l'interface avec le remblai. Il est à noter :

- Les fruits des voiles extérieurs de la galerie qui permettent un meilleur compactage du remblai contre l'ouvrage, un compactage soigné et des essais de contrôles.
- Le système de drainage/filtration (cheminée) qui recoupe la galerie et les profilomètres

Le critère de Lane peut être appliqué aux trois cas pour évaluer le risque d'érosion le long de l'ouvrage. Le gradient hydraulique est inférieur au gradient critique de Lane  $i_c = 0.33$  (pour une argille quelle qu'elle soit).

- Galerie  $L = 166 \text{ m} / H = 166 - 144 = 22 \text{ m} \quad i = 22/166 = 0.13$
- Profilomètre risberme :  $L = 80 \text{ m} / H = 166 - 156 = 10 \text{ m} \quad i = 10/80 = 0.125$
- Profilomètre sous galerie :  $L = 175 \text{ m} / H = 166 - 143.70 = 22.3 \text{ m} \quad i = 22.3/175 = 0.13$

Dans ces conditions, la probabilité d'initiation d'un phénomène d'érosion de conduit le long de la galerie en béton est jugée très peu probable, soit une classe de probabilité D.

Fiabilité de la barrière de sécurité « surveillance » : Des visites hebdomadaires sont prévues dans le document d'organisation, par l'exploitant et toutes les 2 semaines par le BET chargé des données d'auscultation. L'ouvrage est sous surveillance renforcée. Il est peu probable que des écoulements chargés en partie aval ne soient pas détectés. Le niveau de confiance de la barrière est considéré comme bon, soit  $NC = 1$ .

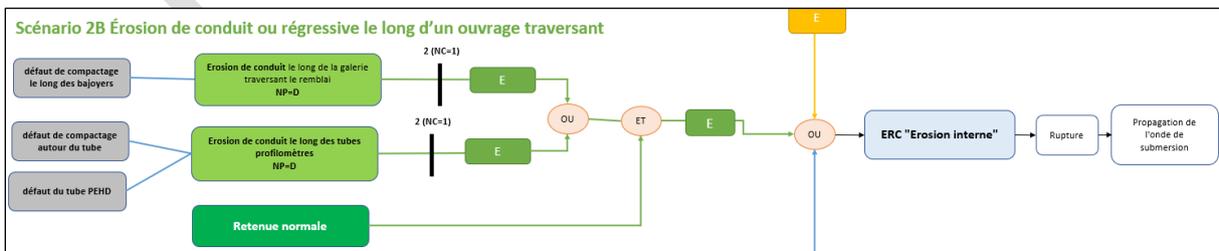


Figure 0-11 Arbre d'événement scénarios érosion de conduit le long d'un ouvrage traversant

#### 4.4.2 Érosion régressive

*A - Erosion d'une couche de sable (tapis filtre/drain) sous un toit cohésif (remblai) :*

Dans le cas du barrage de Moreau, la seule couche de sable présente est le filtre (épaisseur 50 cm sous le remblai aval). Les formules de Seillmeijer et Hoffman ne sont pas applicables car le sable ( $d_{70}=2$  mm,  $d_{15} = 0.34$ ,  $d_{50} = 1.32$  mm) est en dehors des domaines d'application ( $0.15 < d_{70} < 0.43$  mm pour Seillmeijer, ou  $0.08 < d_{15} < 0.32$  mm et  $0.13 < d_{50} < 0.75$  mm pour Hoffman). La vérification est menée avec la formule de Lane (sécuritaire) :  $H = 26$  m,  $L = 190$  m,  $I = 26/190 = 0.136 < I_c = 0.17$  (gradient critique pour un sable moyen). Il est à noter aussi que les règles de filtres sont respectées entre le sable et le remblai en sol fin. Ainsi l'initiation d'un phénomène d'érosion régressive de la couche de sable est jugée extrêmement peu probable.

*B - Erosion au contact d'une cavité (trou dans la galerie, ou entraînement de remblai vers des fractures et cavités en fondation.)*

Des écoulements sont constatés dans la galerie, mais sans entraînement de matériau. Ces écoulements sont contrôlés très régulièrement (visites hebdomadaires) et bouchés par injection du béton. Ainsi une érosion avec entraînement de remblai dans la galerie serait détectée immédiatement. La probabilité d'initiation d'une érosion au contact d'une cavité dans la galerie est jugée extrêmement peu probable.

Des veines ponctuelles avec circulations d'eau sont possibles dans la fondation du fait de la géologie volcanique. C'est pour cette raison qu'un tapis drainant généralisé sous tout le remblai aval a été prévu. L'érosion régressive d'un matériau cohésif au contact de vides dont la taille dépasse celle du diamètre maximal du matériau cohésif, nécessite un gradient hydraulique critique d'érosion régressive d'autant plus faible que la taille du vide est forte. Les essais publiés les plus complets ont été réalisés au Laboratoire Vodgeo VNII par Istomina (1957).

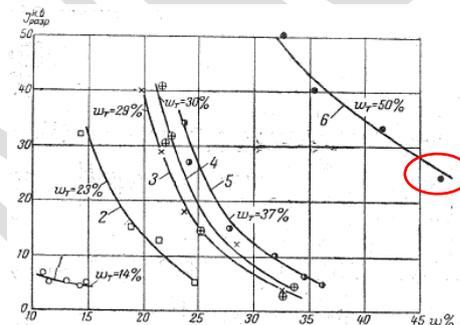


Figure 0-12 Gradient hydraulique critique fonction de la teneur en eau (a) d'argiles de  $14 < w_L < 50$  avec un trou de 6 cm (d'après recommandations CFBR)

La teneur en eau du matériau de fondation est de l'ordre de 50%. La limite de liquidité est comprise entre 52 et 72%, ce qui correspond d'après la courbe Istomina ci-dessus à un gradient critique de 0.25. Pour un trou de 6 cm,  $I = 26/190 = 0.136 < I_c (= 0.25)$

De plus, les dispositions de conception suivantes ont été prévues :

- Purge du substratum très altéré en fondation
- Tapis drainant filtrants sous l'emprise du remblai aval
- Tranchée drainante centrale
- Mesures de la piézométrie (CPI/Piézomètres dans le remblai aval)
- Mesures des débits de drainage

Une modélisation des écoulements dans un conduit en fondation a été réalisée en considérant un conduit de 50 cm avec une perméabilité de 0.1 m/s. La vitesse d'écoulement de l'ordre 0.005 m/s est inférieure à la vitesse critique d'entraînement des matériaux (0.01m/s d'après Béguin 2011).

En conclusion, l'érosion de contact dans une veine en fondation est jugée très peu probable.

*C – Erosion par déchaussement du parement aval sous la poussée du gradient hydraulique de sortie d'une nappe suintant sur le parement.*

Le premier critère d'initiation d'érosion par déchaussement du pied aval est un critère mécanique : si le talus aval soumis à l'écoulement est stable (pas de cercles de peau), alors l'érosion n'est pas initiée. Les calculs de stabilité des cercles de peau ont permis de déterminer un coefficient de sécurité qui est présenté dans la figure suivante :

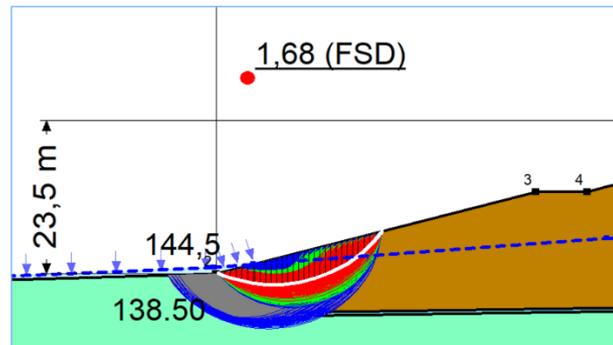


Figure 0-13 Cercles de peau (RN)

Le facteur de sécurité minimum est de 1.68 ( $> 1.20$ ) avec une cohésion de 5kPa et 2.07 avec une cohésion de 10kPa (en considérant une situation normale d'exploitation). Dans ces conditions, la probabilité d'initiation d'une érosion régressive par déchaussement du pied aval est jugée très peu probable. Le niveau de confiance de la barrière de sécurité 2 « surveillance » est jugée bonne.

L'arbre d'évènement du scénario érosion régressive est présenté ci-dessous :

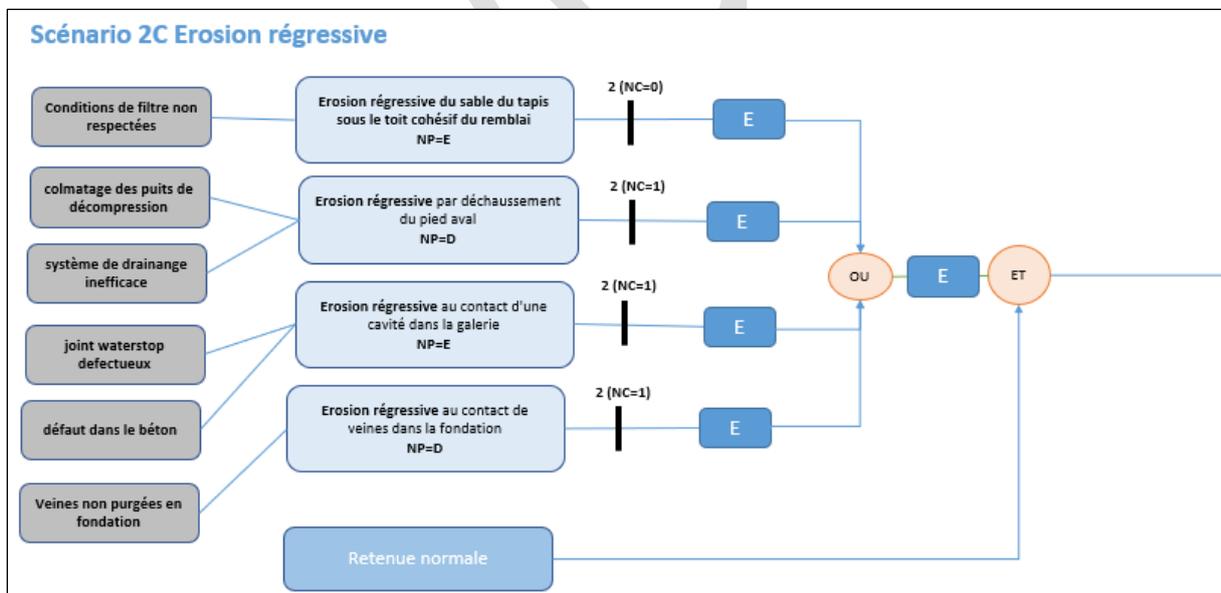


Figure 0-14 Arbre d'évènement des scénarios érosion régressive

#### 4.4.3 Erosion de contact

*A - par circulation d'eau dans des alluvions grossières entraînant les matériaux du remblai (cas de la tranchée drainante)*

Il n'existe pas d'alluvions grossières en fondation. Cependant, une tranchée drainante composée de graves 10/63 et de sables 0/4, est située dans l'axe du barrage (amont/aval) sous le remblai aval.

Des entraînements de matériaux pourraient avoir lieu au travers de la grave du fait des écoulements dans la tranchée. Plusieurs seuils d'érosion de contact ont été publiés. Ces seuils combinent un critère géométrique et un critère hydraulique. Le critère géométrique est satisfait (les règles de filtres entre la grave et le sable et entre le sable et le remblai fin sont respectées). L'érosion de contact dans la tranchée drainante est donc écartée.

*B - Érosion de contact du matériau de remblai au contact d'une veine d'eau dans le sol de fondation,*  
L'érosion de contact dans les veines dans le sol de fondation est traitée dans l'érosion régressive.

## 5. GRAVITE DES CONSEQUENCES – ENJEUX A L'AVAL DU BARRAGE

Les résultats de la modélisation de l'onde de rupture du barrage, en considérant la cote PHEE comme condition initiale dans la cuvette sont synthétisés ci-après (classe de criticité 4) :

- Le front d'onde met moins de 20min pour atteindre la route N1 et touche le quartier de l'Aiguille en 20 min
- Le paroxysme de l'onde atteint la N1 en un peu plus de 25min après la formation de la brèche et touche le quartier de l'Aiguille en 30 min.
- Au total, ce sont 230 bâtiments qui sont touchés, soit environ 456 personnes et les axes de circulations principaux sont fortement impactés.

## 6. CONCLUSION

Pour l'ensemble des aléas étudiés, l'évaluation du risque de rupture conduit à un niveau acceptable (niveau de probabilité D, associé à une criticité de niveau 4), malgré un niveau piézométrique plus élevé que prévu lors de la conception. Le dysfonctionnement du système de drainage du barrage de Moreau, ne remet pas en cause la sûreté de l'ouvrage, notamment parce que les marges de sécurité de la conception initiale étaient importantes. Ces marges de sécurité prudentes ont été notamment motivées par la méconnaissance du matériau résiduel utilisé en remblai.

Les mesures de réduction de risques consistent à maintenir l'ouvrage en surveillance renforcée, à améliorer les mesures de surveillance de la piézométrie. Un abaissement préventif du plan d'eau de 2 m est prévu, ce qui permettra d'abaisser la piézométrie dans le remblai aval et étudier sa variation en fonction du niveau du plan d'eau.

## RÉFÉRENCES

- [1] Etude de Danger du barrage de Moreau – SAFEGE/SUEZ (04/2024)
- [2] Barrage de Moreau - Analyse de la stabilité du barrage en conditions dynamiques – ITASCA (08/2020)
- [3] ERINOH guide de l'ingénierie – JJ Fry, L Deroo
- [4] Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai – CFBR 2015
- [5] Risques sismiques et sécurité des ouvrages hydrauliques – DGPR 2014