

AUSCULTATION D'UN FOND DE BASSIN RENFORCÉ PAR GÉOTEXTILE

MONITORING OF THE FOUNDATION OF A BASIN REINFORCED WITH GEOTEXTILE

Olivier ARTIERES¹, Valérie LEFEBVRE-MIGNON², Alain NANCEY¹

1 TenCate Geosynthetics France, Bezons, France

2 Arcadis, Le Plessis-Robinson, France

RÉSUMÉ – Le fond de forme d'un bassin de stockage d'effluents liquides industriels équipé d'un dispositif d'étanchéité par géomembrane a montré des signes d'affaissement dus à la dissolution des matériaux. Une reprise totale de la zone à risque a nécessité le dimensionnement d'une structure de renforcement par géotextile en fond de bassin sous le DEG. En complément, un système d'auscultation par fibre optique a été installé sous la structure de renforcement pour suivre l'évolution des mouvements du sous-sol et détecter l'occurrence de cavités de grande taille. Plus de 3000 m de bandes capteurs géotextile à fibre optique couvrent le fond de forme, générant près de 6000 points de mesure. Hormis une mise en tension du système observé au cours du remplissage, les mesures indiquent une stabilité du fond de forme.

Mots-clés : cavité, auscultation, renforcement, géomembrane, géotextile

ABSTRACT – The foundation of a basin of industrial liquid wastes lined with a geomembrane lining system has shown local settlements due to the dissolution of the underground soil and stones. The stabilisation of the area required the design of a reinforced structure with geotextile at the bottom of the basin below the lining system. A complementary monitoring solution with optic fibres was installed below the liner to monitor the underground movement and to detect possible large size sinkholes. More than 3000 m of optic fibre sensor-enabled geotextile strips were installed at the bottom at the basin enabling about 6000 measurements points. Except the strain increase observed during the basin filling, the measurements show the stability of the foundation.

Keywords: sinkhole, monitoring, reinforcement, geomembrane, geotextile

1. Introduction

Un grand bassin de stockage d'eau résiduaire industrielle très salée a été étanché par un dispositif d'étanchéité par géomembrane (DEG). À la suite d'un affaissement de la fondation dû à des écoulements et des dissolutions des matériaux naturels, la géomembrane s'est déchirée, occasionnant une fuite dans la nappe. Cette fuite a été détectée par les capteurs de contrôle de la qualité des eaux. Après vidange du bassin, l'inspection de son fond a montré un risque de cavité important. Il a donc été décidé de reprendre la fondation du bassin au droit des zones à risque d'effondrement en installant une structure de renforcement par géotextile associée à un système de détection et de localisation de cavités par capteur géotextile à fibre optique. Après avoir décrit le contexte particulier de l'ouvrage, nous présentons les options de calcul qui ont conduit au dimensionnement de la structure de renforcement, ainsi que la conception et l'installation du système d'auscultation et les premières mesures.

2. Description de l'ouvrage

Le bassin concerné est un bassin qui stocke provisoirement des effluents liquides industriels provenant d'un bassin de décantation et qui permet de moduler leur rejet à la rivière en fonction de son débit. D'une superficie de 30 ha pour un volume de stockage de 3 300 000 m³ et une hauteur de stockage de 10,7 m, il a été construit au droit d'une ancienne gravière avec une digue périphérique de 2 km fondée au terrain naturel (T.N.) à l'extérieur de la gravière. Le fond du bassin est situé au moins 4 m sous le T.N.

De par sa position dans la plaine alluviale avec un fond situé sous le TN et donc sous la nappe, ce bassin été conçu complètement étanche, avec une géomembrane PEHD de 2 mm d'épaisseur sur les digues et en fond de bassin et un tapis drainant, en fond de bassin sous la membrane.

La géomembrane PEHD est protégée par :

- un géotextile de protection en sous-face dans le fond du bassin ;

- un géotextile de protection de la géomembrane en surface sur les digues et qui sert d'interface avec une recharge en matériaux sablo-graveleux ;
- une recharge de matériaux sablo-graveleux sur toute la périphérie interne du bassin, destinée à reprendre les sous-pressions liées à la présence de la nappe à l'arrière de la membrane.

Le tapis drainant est assuré par 0,40 m d'alluvions sablo-graveleuses 0/22mm roulées et un réseau de drains transversaux PEHD $\Phi=150$ mm posés dans des bretelles drainantes $h=0,5$ m pour $v=0,4$ m creusées dans le tapis, espacés de 20 m et raccordés à un collecteur périphérique $\Phi=200$ mm lui-même relié à trois stations de pompage.

Pour éviter de pomper la nappe alluviale à l'extérieur du bassin lorsque l'on pompe dans le tapis drainant quand le bassin est vide, la géomembrane a été posée en contact avec le substratum sur toute la périphérie intérieure du bassin et sur 6m de large, pour permettre une perte de charge suffisante. En fond de bassin, le tapis drainant a été séparé par un géotextile de séparation du substratum marneux ou selon les zones, des remblais limoneux de 2 m à 5 m d'épaisseur ou des sablo-graveleux surmontant le substratum. La figure 1 schématise les dispositions décrites ci-dessus.

Le fond du bassin a été structuré en casiers de 100 x 100 m délimités par des merlons en alluvions. Ces merlons, de 0,5m de hauteur et 1m de largeur, sont constitués des mêmes matériaux que ceux du tapis drainant. Étant donné la découverte de résurgences d'eaux salées en fond de gravière (notées Ep1 à 6 sur la figure 2, et essentiellement alignées dans les casiers D1 et E1), au cours de la construction du bassin, sous la forme de sources associées à des arrivées de gaz, un dispositif spécifique de drainage des sources (Figure 3) a été mis en place (tranchées drainantes de 2 m de hauteur sous le tapis drainant plus drains $\varnothing 110$ mm à 500 mm), associé à des dispositifs de dégazage au droit des intersections de merlons.

Des bandes de 1 m de géocomposite de drainage des gaz ont également été posées, entre la géomembrane et son géotextile de sous-face, au droit de chaque drain du tapis drainant et en crête de chaque merlon.

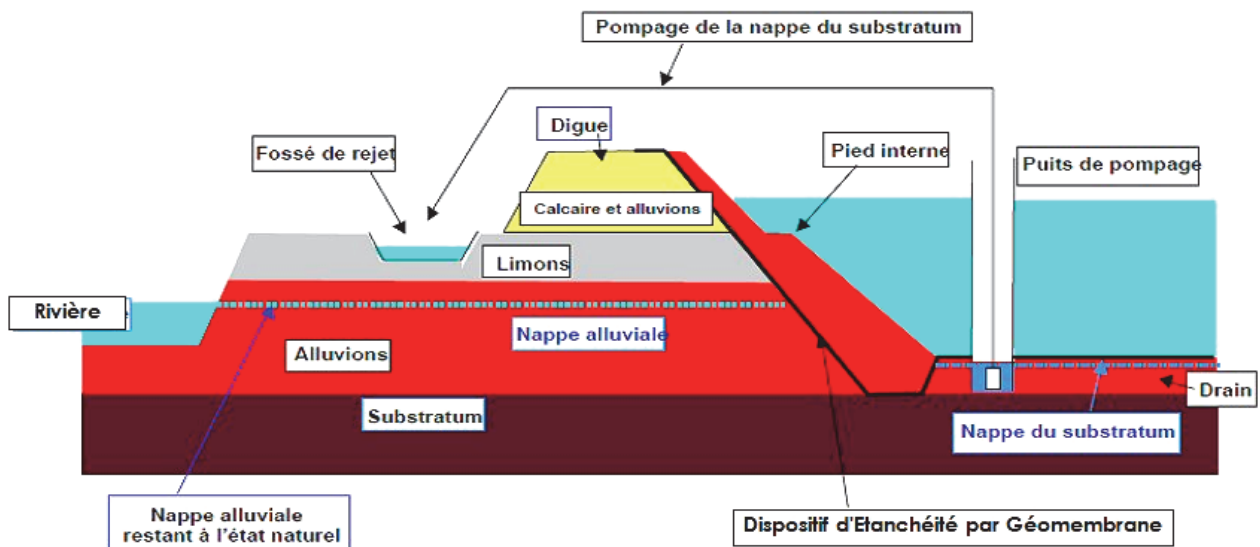


Figure 1. Coupe schématique du fonctionnement du bassin de stockage

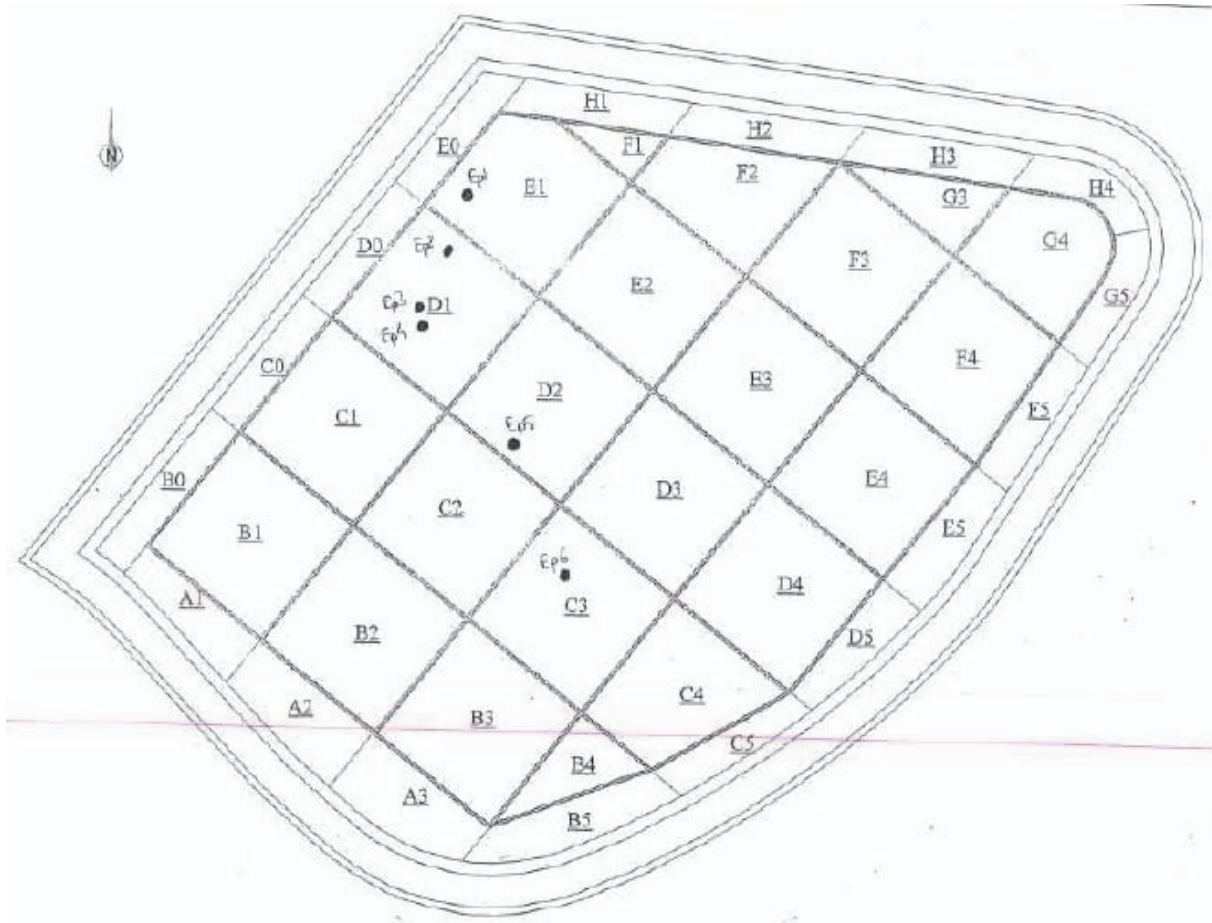


Figure 2. Numérotation des casiers et implantation des sources

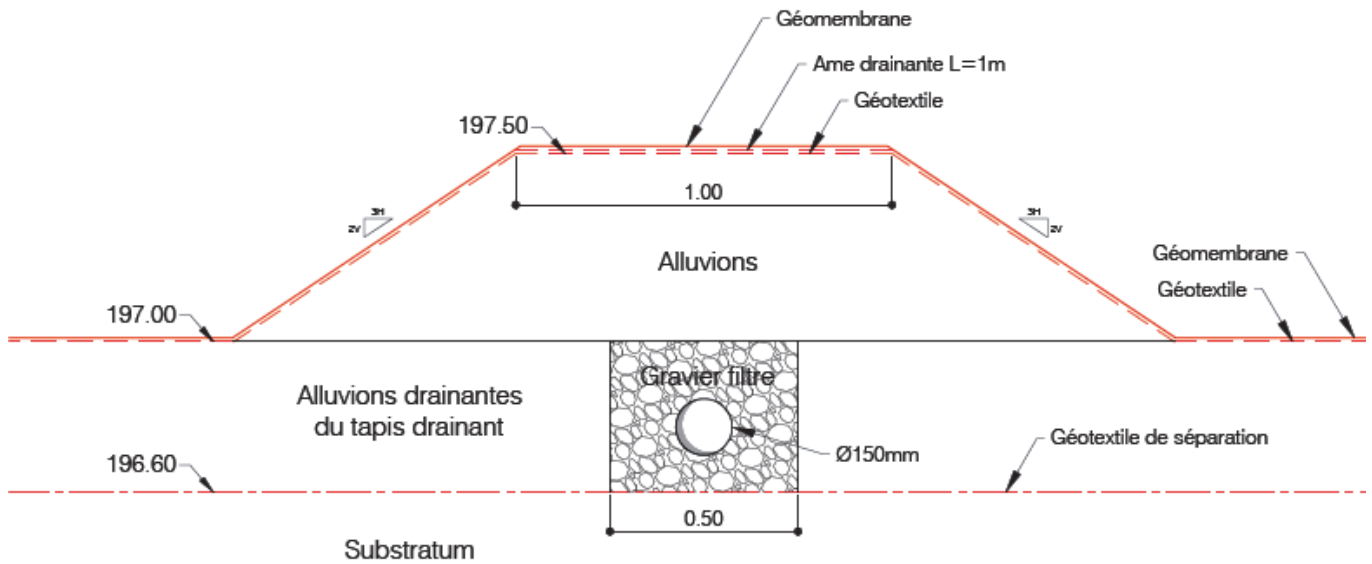


Figure 3. Coupe au niveau des merlons de casiers

3. Description des désordres

En 2008, la station de pompage Nord du bassin a détecté une brusque montée de la concentration en chlorures dans les eaux de pompage du tapis drainant, rappelant la chimie des eaux du bassin alors que le niveau dans le bassin était aux environs de 3 m (pour une hauteur possible de 10 m).

Faisant suite à une première série de reconnaissances par plongeur et à pied (après vidage du bassin à 0,30 m) qui se sont révélées infructueuses, ce n'est qu'après un vidage par pompage des casiers que des affaissements ont été repérés au droit de trois casiers, le long de la ligne des sources captées. Les affaissements repérés sur la membrane se sont révélés être :

- un fontis représenté par une cavité vide sensiblement circulaire de 6 m² et 3 m de haut et au droit duquel la géomembrane présentait une déchirure de 3 cm par 15 cm permettant de comprendre l'origine des fuites ;
- trois zones d'argiles du substratum déconsolidées.

Sur la base d'un relevé topographique, il a été estimé que la zone autour des sources captées s'était affaissée d'environ 1500 m³, les affaissements se situant aux « épïcêtres » de la zone.

4. Contextes géologique et hydrogéologiques

La coupe stratigraphique schématique dans la zone du bassin (Figure 4), sous le tapis drainant en matériaux alluvionnaires, peut se résumer comme suit (de haut en bas): des marnes sur environ 10 m d'épaisseur dont la base est constituée par une dolomie, des argiles sur environ 14 m d'épaisseur puis à nouveau de la dolomie.

Ces différentes formations se présentent sous le bassin en extrémité d'un anticlinal, ce qui fait qu'on distingue :

- une partie NE correspondant au 2/3 de la surface du fond de bassin où l'on a directement des argiles sous le tapis drainant ;
- une partie SO, le 1/3 occidental du bassin, où les marnes constituent le fond du bassin, avec un fort pendage des couches vers l'Ouest s'accompagnant d'une fracturation importante des niveaux compétents.

La synthèse géologique a montré que les phénomènes d'altération atteignent toutes les formations situées au-dessus de la dolomie profonde contenant principalement du gypse, ceci en relation avec la perméabilité de fracture du milieu et les écoulements des eaux salées dans ce milieu. L'origine des désordres serait en relation avec l'altération par dissolution du chapeau sulfaté de la dolomie profonde par des eaux salées.

Le contexte hydrogéologique au droit du bassin est relativement complexe. La rivière constitue le niveau de base de différentes formations aquifères présentes (du haut vers le bas) dont les alluvions de la rivière (épaisseur de 5 m à 7 m sous environ 2 m de limons) et la dolomie profonde. On peut aussi ajouter l'horizon particulier que constitue la dolomie située au toit des argiles. Les alluvions de la rivière sont baignées par la nappe alluviale alimentée par :

- la pluie ;
- les apports latéraux provenant des formations géologiques des coteaux ;
- les apports des formations géologiques aquifères du substratum.

Compte tenu du gradient de charge hydraulique, l'eau qui circule dans la dolomie profonde remonte, par drainance ascendante, au travers des argiles, formation dans laquelle la dissolution du gypse peut être à l'origine d'une augmentation de perméabilité :

- une partie est collectée directement en fond de bassin au niveau de la surface correspondant à "l'affleurement" des argiles sous le tapis drainant (flèches verticales bleues sur la figure 4);
- une autre partie transite par la dolomie située au toit des argiles, dont la karstification locale, par dissolution des niveaux de gypse, peut lui conférer une perméabilité élevée. L'eau est alors évacuée en surface (ou, à l'origine, dans les alluvions) là où la dolomie est à l'affleurement ou faiblement recouverte par les marnes, ce qui est le cas du secteur de certaines "sources".

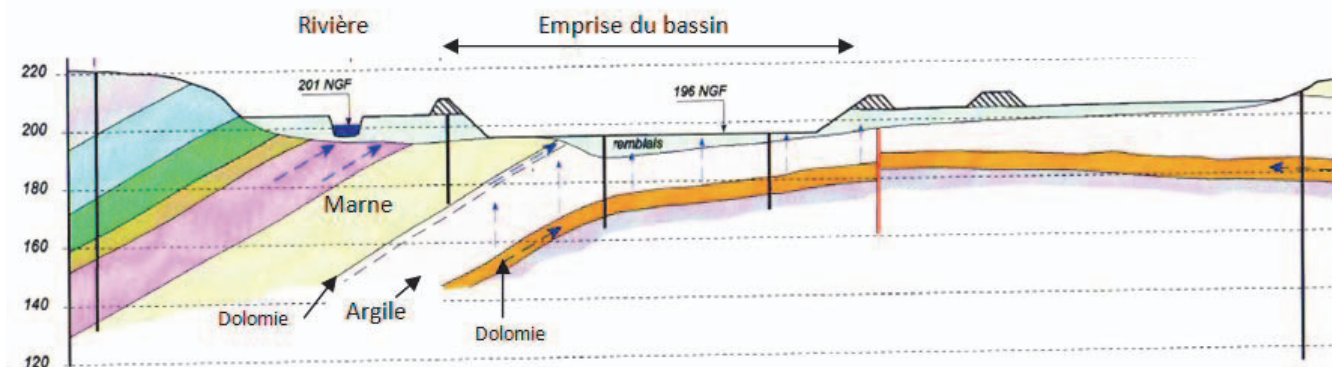


Figure 4. Coupe géologique et hydrogéologique au droit du bassin

5. Contraintes du projet

5.1 Les contraintes géométriques

Pour faciliter le drainage des gaz, on a vu ci-dessus que le fond de bassin a été structuré en casiers de 100 m par 100 m, délimités par des merlons. Pour limiter le nombre de casiers de formes quelconques, un merlon périphérique a également été mis en place à environ 25 m du pied de la recharge actuelle (sur la majeure partie de son linéaire), les autres merlons de fermeture de casiers étant positionnés à partir de ce merlon périphérique. Or, il est difficile de drainer la zone comprise entre le pied des digues et le merlon périphérique. Aussi a-t-il été admis de ne pas travailler dans cette zone mais uniquement à l'intérieur du merlon périphérique.

5.2. Les contraintes fonctionnelles et d'exploitation

Le bassin est destiné à stocker des eaux résiduaires salées pendant environ 6 mois sur 12 mois jusqu'à ce que la rivière ait un débit suffisant (en hiver) pour permettre le rejet de ces eaux avec une dilution suffisante. Depuis les affaissements de 2008, le bassin n'avait pas pu être utilisé. Il fallait donc rapidement le remettre en service.

5.3. Les contraintes de travaux

Étant donné sa position semi-enterrée, des pompages doivent être effectués dans le tapis drainant dès que le niveau dans le bassin est inférieur au niveau de la nappe à l'extérieur. Avant les travaux, étant donné les faibles niveaux dans le bassin, des pompages continus étaient effectués. Tous les travaux en fond de bassin nécessitaient donc des pompages importants.

Le fond de bassin étant complètement étanché par un dispositif constitué d'une géomembrane et d'un géotextile, les travaux en fond de bassin nécessitaient également des précautions particulières afin de ne pas endommager la structure d'étanchéité existante en dehors de la zone de travaux.

S'agissant d'une réparation d'une partie du fond du bassin, les matériaux mis en œuvre devaient également être compatibles avec ceux existants.

6. La structure de renforcement sous DEG

6.1. Objectifs de la solution de renforcement

La solution retenue au projet est une solution qui permet :

- d'éviter l'apparition de fontis de manière brutale et inopinée ;
- de limiter la déformation de la géomembrane à une valeur tolérable pour la durée de vie comprise entre le moment où l'effondrement s'est produit et le déclenchement des opérations de traitement des cavités. Dans cette solution, on n'empêche pas de pomper la nappe alluviale quand on pompe dans le tapis drainant. Il n'y a donc aucune raison que les phénomènes de dissolutions observés dans les zones d'affaissements ne continuent pas (On peut supposer toutefois que ces phénomènes

se limiteront dans le temps par diminution du volume de matériau à dissoudre). On cherche seulement à limiter ces phénomènes depuis l'intérieur du bassin et à en limiter voire retarder les conséquences en surface.

Étant donné l'évolution quasi-certaine des cavités nécessitant forcément de revenir traiter a posteriori, il a été admis de ne pas chercher une solution hyper sécuritaire mais plutôt une solution ayant une durée de vie de 10 à 15 ans : catégorie 1 de la norme NF P 94-270.

6.2. Justification du dimensionnement

Le dimensionnement a été conduit suivant la démarche proposée dans l'Eurocode 7, en considérant les états limites ultimes et les états limites de service pour la structure et le géosynthétique. Aux états limites ultimes (ELU), les justifications sont menées en utilisant l'approche de calcul 2, avec les coefficients partiels (Tableau 1) tels que définis dans l'Annexe Nationale [NF EN 1997-1 /NA] de l'Eurocode 7 (2005).

Tableau 1. Les facteurs partiels pour l'approche de calcul 2

Combinaison		Symbole	A1+M1+R2
Action			A1
permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1,35
	Favorable	γ_{Ginf}	1
temporaire	Défavorable	γ_{Qsup}	1,5
	Favorable	γ_{Qinf}	0
Propriétés			M1
Paramètres du sol			
Angle de frottement effectif		$\gamma_{\phi'}$	1
Cohésion effective		$\gamma_{c'}$	1
Poids volumique		γ_{γ}	1
Paramètres du géosynthétique			M1
Résistance en traction		$\gamma_{M,t}$	1,25
Résistance			R2
Glissement d'interface (*)		$\gamma_{R,f}$	1,35

La méthode de calcul utilisée est une méthode simplifiée (Blivet et al., 2001 ; Villard et al., 2002) élaborée à la suite du programme de recherche RAFAEL. Elle est basée sur la méthode d'équilibre limite développée par Terzaghi (1943) (qui calcule la charge verticale en prenant en compte la résistance au cisaillement mobilisée par frottement sur la périphérie de la colonne de sol dans le cas des cavités circulaires ou de la tranche de sol pour les effondrements linéaires).

6.3. Calcul de la tension dans le géosynthétique de renforcement:

La méthode repose sur l'effet membrane: pour reprendre les efforts verticaux sur une cavité de diamètre D, le géosynthétique s'allonge suivant une déformée parabolique, ce qui constitue une bonne approximation pour les sols granulaires. La tension dans le géosynthétique est calculée à partir de la déformation du géosynthétique ε et de la contrainte verticale σ_{vd} .

$$T_d = \frac{\sigma_{vd} \cdot D}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{\delta \cdot \varepsilon}} \quad (1)$$

La traction T_d dans les renforcements horizontaux géosynthétiques doit être inférieure à la résistance de calcul du matériau T_{adm} :

$$T_{d,ELU} \leq T_{adm} = \frac{T_{ULT}}{\gamma_{geo}} \quad (2)$$

où T_{ult} est la résistance ultime à court terme du géosynthétique mesurée suivant la norme NF EN ISO 10319. Le coefficient de sécurité sur le matériau géosynthétique γ_{geo} s'écrit :

$$\gamma_{geo} = \gamma_{M;t} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{viel} \cdot \Gamma_{instal} \quad (3)$$

6.4. Vérification pour une cavité de 3m

Le calcul a été mené, en considérant trois états limites:

- un État Limite de Service (ELS) : sans pondération des charges, il est vérifié qu'à long terme les critères de déformation fixés sont respectés ;
- un État Limite Ultime (ELU1): avec pondération des charges, il est vérifié qu'à long terme, il n'y a pas de risque de ruine de l'ouvrage par rupture du géotextile ;
- un État Limite Ultime (ELU2): avec pondération des charges, il est vérifié qu'à court terme, les critères de déformation fixés sont respectés.

Le tableau 2 montre les valeurs de résistance nécessaires pour vérifier les 3 états limites définis auparavant. Les calculs conduisent à des raideurs très élevées. Le géosynthétique proposé est un tissé en polyester Geolon PET 1600 de 1600 kN/m de résistance en traction mesurée suivant l'essai EN ISO 10319.

Tableau 2. Résultats pour les trois états limites étudiés

	ELS	ELU1	ELU2
Diamètre de cavité	3 m	3 m	3 m
Épaisseur du remblai	0,6 m	0,6 m	0,6 m
Surcharge	127 kPa	127 kPa	127 kPa
Allongement du GSY	4%	9%	4%
Flèche sous la membrane	Environ 37 cm	Environ 55 cm	Environ 37 cm
Effort de traction	441 kN/m à long terme	432 kN/m à long terme	581 kN/m à court terme
Raideur du GSY	11000 kN/m	4800 kN/m	14525 kN/m
Ancrage minimum	6 m	6 m	8 m

Pour le calcul de l'ancrage, ont été pris en compte : un coefficient d'interaction de 0,7, un angle de frottement de 35 degrés pour le remblai et de 30 degrés pour le sol support.

7. La solution de détection et de localisation des cavités

7.1. Objectifs

Un système d'auscultation a été placé sous la structure de renforcement afin de détecter de façon précoce l'apparition des mouvements de terrains, de les localiser dans l'ouvrage et de suivre leur évolution. Ceci permet de préparer le cas échéant une intervention de maintenance s'il s'avère que la taille dépasse celle prise en compte dans les hypothèses de calcul de la structure de renforcement.

7.2. Principe de fonctionnement

La solution d'auscultation TenCate GeoDetect® choisie par le Maître d'Ouvrage associe un capteur géotextile à fibres optiques, des câbles optiques de liaison, une connectique spécifique, une instrumentation et sa suite logicielle. Le capteur se présente sous forme de bandes géotextile de 76 cm de large portant deux câbles optiques pour la mesure des déformations, le premier étant la ligne principale, le deuxième une ligne redondante de sécurité. Ces capteurs sont reliés par un câble de

liaison à un interrogateur opto-électronique Brillouin installé dans une cabine en tête de digue. Il n'y a donc aucun appareil électromécanique ni de source électrique dans le bassin. Cette solution est décrite plus en détail par Artières et al. (2011).

L'interrogateur connecté à une extrémité de la fibre optique envoie un pulse laser de quelques nano-secondes qui parcourt toute la longueur de la fibre optique. En chaque point de la fibre optique, le pulse laser interfère avec la structure moléculaire de la matière en rétrodiffusant en sens inverse un spectre de lumière schématisé sur la figure 5. La longueur d'onde des pics secondaires Brillouin dépend notamment de l'état de déformation de la fibre optique. La résolution spatiale de la fibre est d'environ 1 m et la résolution sur la mesure de la déformation est inférieure 0,01 %.

7.3. Conception

Une surface d'environ 10.000 m² présente un risque de tassements liés à la remontée aléatoire de cavités souterraines. La solution d'auscultation est implantée sur une zone particulière d'environ 165 m x 20 m incurvée couvrant les casiers E1, D1 et C1 (Figure 2).

Sur cette surface, 18 bandes du capteur géotextile à fibres optiques ont été installées en 5 boucles optiques distinctes permettant de lire l'une indépendamment des autres. Les bandes sont espacées l'une de l'autre de 1,2 m correspondant à la taille minimale de cavité à détecter (Figure 6). Les deux câbles optiques de déformation portés par chaque bande sont raccordés séparément, ce qui constitue un total de 5 boucles principales et de 5 boucles redondantes de sécurité. Ces dix boucles sont raccordées à un câble optique de liaison de 200 m de long vers l'instrumentation placée dans une cabine en crête de digue. Ce sont plus de 6000 points qui sont mesurés périodiquement.

La structure support reconstituée sous le DEG comprend de haut vers le bas : 60 cm d'alluvions 0/20 (tapis drainant), le géotextile de renforcement, 20 cm d'alluvions 0/16, puis le système d'auscultation.

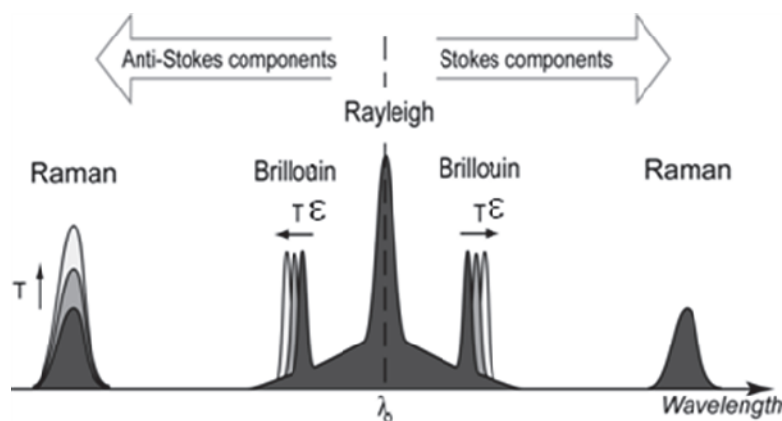


Figure 5. Spectre de lumière rétrodiffusée utilisée dans la mesure distribuée-
 λ_0 est la longueur d'onde de la lumière incidente



Figure 6. Vue depuis la crête de digue du bassin et de la zone instrumentée (en clair au centre)

7.4. Installation

Les bandes de capteur composite géotextile à fibres optiques sont livrées sur site en rouleaux de 0,76 m x 750 m et sont déroulées sur le fond du bassin selon le plan de calepinage approuvé par le Maître d'Ouvrage. L'écart entre deux bandes est d'environ 1,2 m. Les bandes sont immédiatement lestées temporairement jusqu'à la fin de l'installation du système d'auscultation. La continuité des lignes optiques est contrôlée avant le remblaiement par la couche de 20 cm d'alluvions 0/16 non compactées (Figure 7).



Figure 7. Pose de bandes capteur en fond de bassin (à gauche), recouvertes par la couche d'alluvions 0/16 et par le géotextile de renforcement (à droite)

7.5. Premières mesures

Le bassin a été ausculté dès la fin de l'installation du système géotextile à fibre optique en mai 2011, mettant en évidence l'effet de la mise en place de la couche de remblai de 80 cm puis du remplissage en eau du bassin.

Les déformations principales ont été enregistrées lors de la mise en place du remblai, qui s'explique par la rugosité importante du fond de forme et la mise sous tension des bandes capteur. Un événement pluvieux intervenu lors de la pose des capteurs avait en effet érodé la surface du fond de forme. La moyenne des déformations est de l'ordre de 0,2% avec des pointes autour de 1% et une forte irrégularité. Un remblaiement sur support plan crée généralement des déformations initiales inférieures à 0,1%. Cette mesure a été choisie comme ligne de référence par le Maître de l'Ouvrage pour le suivi du bassin.

Le remplissage du bassin à 6 m d'eau en décembre 2011 ne montre pas d'accroissement sensible des déformations, en moyenne inférieures à 0,1% avec quelques points très localisés entre 0,1 et 0,4 %, ceux-ci étant encore certainement liés à la mise en place des capteurs sur le fond de forme.

De nouvelles mesures périodiques sont prévues pour suivre l'évolution du fond de forme.

8. Conclusion

La solution de confortement retenue à la suite de la découverte d'effondrements sous un bassin industriel étanché par un dispositif d'étanchéité par géomembrane ayant occasionné la rupture de celle-ci, a consisté à la reprise totale du dispositif d'étanchéité par géomembrane sur la zone à risques.

Une structure de renforcement par géotextile permettant de limiter les déformations pour des tailles de cavité de 3 m a été dimensionnée en sous-face. En complément, un système d'auscultation utilisant des capteurs géotextile à fibre optique a été placé en profondeur pour détecter et localiser de façon précoce des effondrements, suivre leur évolution spatiale et éventuellement planifier une intervention si leur taille dépasse celle prise en compte pour le dimensionnement de la structure de renforcement. L'installation du système d'auscultation a mis en évidence des efforts liés à la rugosité du fond de forme mais, à la date de la dernière mesure, aucune déformation liée à un tassement n'a été détectée.

9. Références bibliographiques

- Artières O., Briançon L., Robinet A. (2011). Auscultation d'ouvrages en terre avec un système de détection et d'alerte par fibre optique. Comptes-rendus du colloque Rencontres Géosynthétiques 2011, Tours, 23 et 24 mars 2011, pp. 197-207.
- Blivet J.C., Khay M., Gourc J.P., Giraud H. (2001). Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localized subsidence. Proceeding of the Geosynthetics'2001. Conference, February 12-14, 2001, Portland, Oregon, USA, 741- 754.
- NF EN 1997-1 (2005) /NA. Eurocode 7 — Calcul géotechnique — Partie 1: Règles générales - Annexe Nationale à la NF EN 1997-1:2005. AFNOR
- NF EN ISO 10319, Géosynthétiques — Essai de traction des bandes larges
- NF P 94270 (2009) : Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement- Remblais renforcés et massifs en sol cloué. AFNOR
- Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York
- Villard P., Gourc J.P., Blivet J.C. (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. Revue Française de Géotechnique n° 99, 2^e trimestre 2002, pp. 23-34.