

13^e RENCONTRES GÉOSYNTHÉTIQUES

Du 5 au 7 avril
2022
Saint Malo

Cet ouvrage regroupe les communications présentées aux treizièmes Rencontres Géosynthétiques, organisées à Saint-Malo du 5 au 7 avril 2022.

Il contient vingt-huit communications, réparties en six sections :

- Conférences invitées (2 communications),
- Protection contre les risques naturels et anthropiques (2 communications),
- Préservation des milieux - air, eau, sols (10 communications),
- Géosynthétiques en milieux fluvial et maritime (4 communications),
- Durabilité, empreintes environnementales et qualité (5 communications),
- Infrastructures de mobilité (5 communications),

Elles couvrent toutes les utilisations actuelles des géosynthétiques dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement. Comme l'ont voulu les initiateurs de cette série de Rencontres, ces utilisations sont abordées à partir de cas réels d'ouvrages et sont commentées en termes de conception et dimensionnement, dispositions constructives, spécifications, contrôles, innovations et comportement à long terme des produits et des ouvrages.

.....

Contact :

Comité Français des Géosynthétiques
9, rue du Gué
92500 Rueil-Malmaison
Tél. : +33 (0) 1 41 96 90 93
Email : secretariat.cfg@wanadoo.fr
Site Web : www.cfg.asso.fr

13^e RENCONTRES GÉOSYNTHÉTIQUES 2022



13^e RENCONTRES GÉOSYNTHÉTIQUES

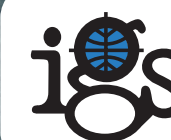
.....

Du 5 au 7 avril
2022

Saint Malo

Palais des congrès
Le Grand Large

COLLOQUE
FRANCOPHONE



RENCONTRES GÉOSYNTHÉTIQUES 2022

13^{ÈME} COLLOQUE FRANCOPHONE

Géotextiles

Géomembranes

Produits apparentés

État de l'art

Présentation de cas concrets d'utilisation :

**Infrastructures, risques naturels et anthropiques,
durabilité, environnement, préservation des milieux...**

Saint-Malo, 5-7 avril 2022

Comité scientifique

Présidents

Laetitia Van Schoors, *Université Gustave Eiffel*
Véronique Heili, *Cerema*
Philippe Delmas, *Consultant*
Guillaume Stoltz, *Inrae et Président du CFG*
Pascal Villard, *Université Grenoble Alpes*

Membres

Abdelouhab Abdelkader, *Tencate Geosynthetics*
Anne-Laure Backes, *Dupont*
Laurent Briançon, *INSA de Lyon*
Bastien Chevalier, *Université Clermont Auvergne*
Fabienne Farcas, *Université Gustave Eiffel*
Hubert Giraud, *SNCF Réseau*
Thierry Gisbert, *Arcadis*
Oriane Jenck, *Université Grenoble Alpes*
Agnès Joseph, *CEREMA*
Stéphane Lambert, *INRAE*
Bastien Le Hello, *Egis*
Philippe Mailler, *IFTH*
Omar Naciri, *NAUE*
Alain Nancey, *Tencate Geosynthetics*
Nathalie Touze, *INRAE*

Comité d'organisation

Président

Jean-Pierre Magnan, *Université Gustave Eiffel*

Membres

Axel Augustin, *APRODEG, Renolit*
Thierry Gisbert, *Arcadis*
Véronique Heili, *CEREMA*
Pierre Lebon, *ASQUAL*
Nathalie Touze, *INRAE*
Jacques Saintot, *AFAG*
Guillaume Stoltz, *INRAE, Président du CFG*
Sébastien Verbrugghe, *AFPGA, Low & Bonar*
Danièle Peck, *CFG*
Séverine Beaunier, *ENPC-PFC*

La couverture a été conçue par SAMOA.

Contact

Comité Français des Géosynthétiques
9, rue du Gué 92500 Rueil-Malmaison
Tél. : +33 (0) 1 41 96 90 93
Email : secretariat.cfg@wanadoo.fr

Site Web : www.cfg.asso.fr

SOMMAIRE

Préface	6
Conférences invitées	
Recommandations pour l'utilisation de géosynthétiques dans la réduction du risque d'effondrement localisé <i>M. Al Heib, P. Delmas, M. Riot, P. Villard, F. Émeriault</i>	9
Vers l'intégration de plastiques recyclés dans les géosynthétiques <i>A. Parenty</i>	29
Protection contre les risques naturels et anthropiques	
Utilisation d'un géosynthétique à double raideur pour le renforcement des remblais cohésifs sur cavités <i>M. Delli Carpini, F. Émeriault, P. Villard, M. Riot, L. Briançon, P. Delmas, M. Al-Heib</i>	41
Système d'auscultation et d'alerte par un géosynthétique bi-raideur pour le renforcement de sols cohésifs sur cavités <i>M. Riot, T. Monnet, C. Balland, M. Al-Heib, P. Delmas, F. Émeriault, P. Villard, L. Briançon</i>	51
Préservation des milieux - air, eau, sols	
Retour d'expérience sur les travaux de reprise de l'étanchéité d'un stockage de résidus miniers à Salsigne (11) <i>L. Arathoon, M. Forestier-Coste</i>	63
Essorage de boues en tubes géosynthétiques et création de deux alvéoles pour leur entreposage réversible <i>F. Cazeaux, T. Gisbert, M. Minet, P. Froissard, J. Mention</i>	75
Dispositif d'étanchéité sur un dépôt de boues rouges : contribution des géogrilles de renfort et de stabilisation <i>S. Gastaud</i>	85
Guide d'utilisation des normes de conception pour l'emploi des géosynthétiques en installations de stockage de déchets <i>A. Hérault, P. Delmas</i>	95
Recours aux géosynthétiques pour la réhabilitation d'anciens sites miniers <i>V. Hoang, A-L. Guillermin, M. Ternisien</i>	103
Mesure et étude de la perméabilité aux lixiviats ultrabasiques d'une série de géosynthétiques bentonitiques <i>T. Lando, C. Poinclou, M. Forestier-Coste, J-F. Ouvry</i>	113

Réservoirs d'eau potable – Étanchéité intérieure et extérieure par géosynthétiques	121
<i>S. Mattlin, D. Savoye, C. Castelli</i>	
Recherche de fuites et calcul d'un débit de fuite à travers une géomembrane pour des bassins de stockage d'effluents	131
<i>J-F. Ouvry, J-B. Duquet, J. Muesser</i>	
Recherche de fuites sur un bassin d'agrément étanché avec une géomembrane EPDM	139
<i>J-F Ouvry, Y. Gérard, J. Muesser,</i>	
Évaluation de l'efficacité des géosynthétiques de protection contre le poinçonnement des géomembranes	147
<i>G. Stoltz, V. Heili</i>	
Géosynthétiques en milieux fluvial et maritime	
Canal Seine Nord Europe : prise en compte d'enjeux exceptionnels pour la conception du dispositif d'étanchéité	159
<i>T. Gisbert, T. Mollier, G. Potié, B. Cortier, J-R. Courivaud, T. Wohlhuter</i>	
Les systèmes de filtration géotextile dans la protection contre l'érosion côtière - Retour d'expériences	169
<i>R. Sanchez Perez</i>	
Étude de stabilisation par géogrille d'une digue de défense contre la submersion marine - La-Couarde-Sur-Mer (17)	179
<i>C. Sarbach, E. Biniasz, T. Agenau, P. Sindin, A. Leray, M. Hay</i>	
Un canal étanche par géomembrane PVC : le canal de Tekapo en Nouvelle Zélande	189
<i>A. Scuero, G. Vaschetti, J. Cowland, J.J.Eldridge, J-P. Giroud</i>	
Durabilité, empreintes environnementales et qualité	
Durabilité des géomembranes EPDM – Estimation de la durée de vie avec la méthode de haute pression en autoclave	201
<i>A. Armani, H. Zanzinger, A. Monami, B. Amat</i>	
Caractérisation des propriétés de frottement des géomembranes texturées	211
<i>E. Blond, D. Beaumier</i>	
Etude du vieillissement d'une géomembrane exposée pendant 26 ans	221
<i>T. Chassagnac, M. Cao-Thanh</i>	
Analyse comparative de la norme NF EN 13067 et du référentiel ASQUAL service application de géomembranes – soudage	231
<i>P. Lebon, Y. Gérard, F. Fortin</i>	

Analyse du cycle de vie d'un géosynthétique de renforcement couplé à un système d'alerte de détection <i>M. Riot, P. Delmas, T. Monnet</i>	241
Infrastructures de mobilité	
Tunnel ferroviaire en structure sol-plaque d'acier ondulée imperméabilisé avec une géomembrane EPDM en Algérie <i>O. Basar, W. Samolewski, P. Tomala, A. Czerepak, B. Amat</i>	253
Etude du renforcement géosynthétiques de plateformes granulaires reposant sur des sols peu porteurs <i>N. Khoueiry, L. Briançon, A. Daouadji, M. Riot</i>	263
Modélisation numérique d'essais d'extraction de géogrilles <i>M. Guadagnin Moravia, P. Villard, D. De Mattos Vidal</i>	273
La géogrille à maille hexagonale : une solution écologique et économique pour réduire les couches de forme <i>J-L. Michaux, P. Brochier, A. Mekkaoui</i>	283
Suivi de déformations dynamiques de géogrilles dans une plateforme ferroviaire <i>O.A. Yaba, F. Émeriault, O. Jenck, J-F. Ferellec, A. Dhemaied</i>	291
Index des auteurs	299

PRÉFACE

Le Comité Français des Géosynthétiques a organisé du 5 au 7 avril 2022 à Saint-Malo ses treizièmes « Rencontres Géosynthétiques ». Cette manifestation biannuelle, qui aurait dû se tenir en 2021 sans la crise du Covid, réunit des ingénieurs et des techniciens proches du terrain : maîtres d'œuvre, entrepreneurs, producteurs, distributeurs, hommes et femmes de bureaux d'études et de laboratoires, afin qu'ils échangent leur expérience en matière d'application des géosynthétiques (géotextiles, géomembranes et produits apparentés) sur des cas concrets en faisant part de leurs succès mais également de leurs difficultés.

Le volume des actes de ces Rencontres 2022 contient vingt-huit communications, réparties en six sections :

- Conférences invitées (2 communications),
- Protection contre les risques naturels et anthropiques (2 communications),
- Préservation des milieux - air, eau, sols (10 communications),
- Géosynthétiques en milieux fluvial et maritime (4 communications),
- Durabilité, empreintes environnementales et qualité (5 communications),
- Infrastructures de mobilité (5 communications),

Elles couvrent toutes les utilisations actuelles des géosynthétiques dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement. Comme l'ont voulu les initiateurs de cette série de Rencontres, ces utilisations sont abordées à partir de cas réels d'ouvrages et sont commentées en termes de conception et dimensionnement, dispositions constructives, spécifications, contrôles, innovations et comportement à long terme des produits et des ouvrages.

Organiser une manifestation regroupant plusieurs centaines de personnes, avec une exposition d'une trentaine de stands et des conférences de formation, nécessite la collaboration d'un groupe dévoué de personnes. Le Comité Français des Géosynthétiques a choisi de collaborer avec Vitamine Events pour l'organisation des journées de Saint-Malo. Nous leur adressons tous nos remerciements pour cette participation active à la vie de notre association.

Nous voulons aussi remercier pour leur participation active et efficace à l'organisation des Rencontres 2022 les membres du comité d'organisation et du comité scientifique, dont la liste est donnée à la page 2, les trois associations AFAG, AFPGA et APRODEG, ainsi que Danielle Peck (Secrétariat du CFG) et Séverine Beaunier (Ponts Formation Conseil), qui ont tenu un rôle de coordination essentiel pendant toute la durée de la préparation des Rencontres.

Jean-Pierre Magnan (Comité d'Organisation)
Laetitia Van Schoors, Philippe Delmas, Véronique Heili, Pascal Villard (Comité Scientifique)
Guillaume Stoltz (Comité Scientifique et actuel président du CFG)
Nathalie Touze (Présidente précédente du CFG)

CONFÉRENCES INVITÉES

RECOMMANDATIONS POUR L'UTILISATION DE GÉOSYNTHÉTIQUES DANS LA RÉDUCTION DU RISQUE D'EFFONDREMENT LOCALISÉ

GUIDELINES FOR THE USE OF GEOSYNTHETICS FOR MITIGATING LOCALISED COLLAPSE

Marwan AL HEIB¹, Philippe DELMAS², Mathilde RIOT³, Pascal VILLARD⁴, Fabrice EMERIAULT⁴,

1 Ineris, 54042 Nancy, France.

2 Expert géotechnicien, 75000 Paris, France.

3. AFITEXINOV, 38110 Cessieu, France.

4 Univ, Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble, France.

RÉSUMÉ – Les aménagements routiers et urbains sont parfois confrontés à des effondrements localisés (fontis) de cavités naturelles ou anthropiques. Pour réduire leur impact, des méthodes de traitement sont utilisées, dont la méthode de renforcement par géosynthétiques. Cette communication présente des recommandations opérationnelles concernant l'emploi d'un géosynthétique instrumenté bi-raideur inversé pour un sol granulaire et/ou cohésif. Elles précisent les conditions de son emploi en tant que renforcement mais également système de surveillance en cas de remontée de fontis, grâce à l'intégration de fibre optique. Le guide établi dans ce cadre apporte également des éléments d'aide à la décision pour la sécurisation des terrains de surface.

Mots-clés : Effondrement localisé, réduction de l'aléa, renforcement, géosynthétique, surveillance.

ABSTRACT – Road and urban developments are sometimes confronted with localized collapses (sinkhole) of natural or anthropogenic cavities. To reduce their impact, treatment methods are generally used, including the reinforcement by using a geosynthetic. This communication presents operational recommendations concerning the use of inverted bi-stiffness instrumented geosynthetic for a granular and/or cohesive soil. These recommendations specify the conditions for its use as a reinforcement and as a monitoring system in the event of rising sinkholes, thanks to the integration of optical fibres. This document also provides decision-making aids for land security.

Keywords: Localised collapse, hazard mitigation, reinforcement, geosynthetic, monitoring.

1. Introduction

Le territoire français est largement exposé aux risques liés à la présence de cavités souterraines, situées à faible profondeur, d'origine naturelle ou anthropique (Le Plan National cavités, 2014). En France, on recense plus de 500 000 cavités souterraines (hors mines). Ces cavités constituent un risque majeur pour les ouvrages en surface (Cooper et Calow, 1998). La gestion du risque lié aux effets des effondrements potentiels de ces cavités, notamment vis-à-vis des enjeux, représente donc un défi particulièrement important pour les maîtres d'ouvrage (collectivités, entreprises, propriétaires, etc.).

Les vides du sous-sol constituent une source de danger. Ils peuvent par conséquent induire des contraintes fortes en termes d'aménagement et de développement urbain. Des accidents ou incidents liés à l'instabilité de ces ouvrages se produisent régulièrement et sont particulièrement préoccupants lorsqu'ils affectent des zones fortement urbanisées et traversées par des infrastructures routières nationales ou internationales.

Des méthodes d'analyse de risques ont été développées afin d'identifier le niveau de l'aléa mouvement de terrain et de proposer des méthodes de réduction de cet aléa ou/et de ces conséquences. L'utilisation de géosynthétiques est l'une de ces méthodes permettant de protéger les enjeux en surface lorsqu'un effondrement d'une cavité souterraine.

Il existe en France et en Europe des recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques en tant que renforcement des ouvrages en terre et des cavités souterraines (British Standard, 2010, EBGeo, 2011, XP G38063, 1019). Deux projets nationaux ont eu pour objectif d'améliorer les méthodes de dimensionnement : il s'agit du projet RAFAEL (Blivet et al., 2000) et du projet Géo-Inov (2010). Ces

deux projets ont permis d'apporter des réponses scientifiques et opérationnelles au dimensionnement du renforcement de géosynthétiques au-dessus des cavités.

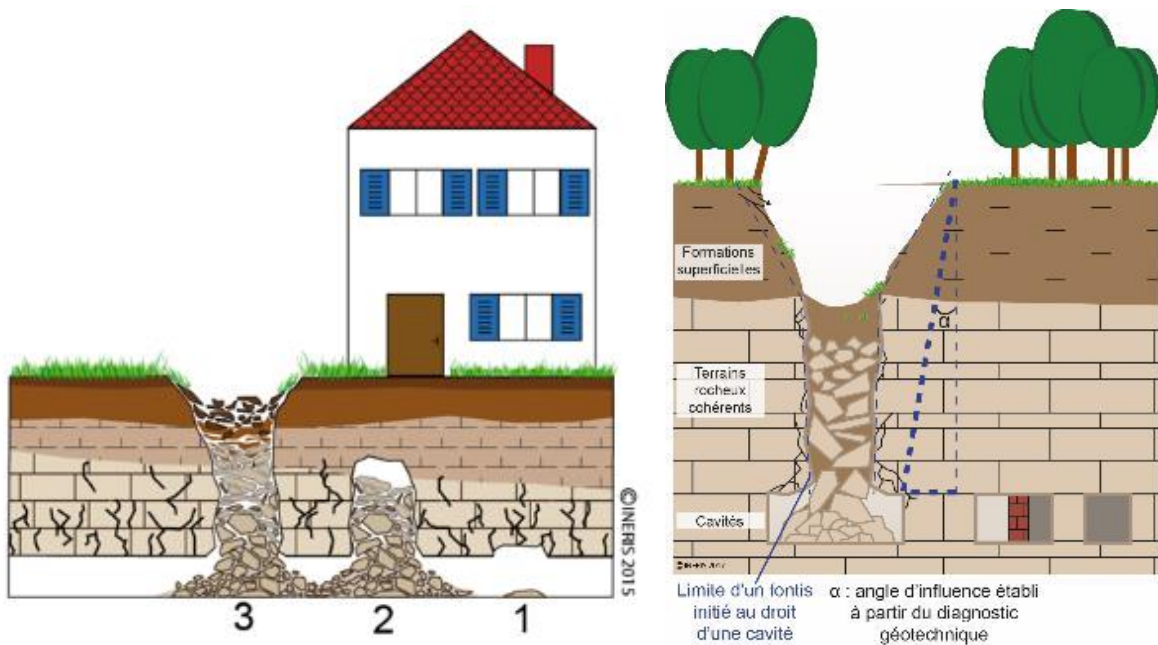
Dans le cadre du projet REGIC, REnforcement par Géosynthétique Intelligent pour le risque Cavités, financé par l'ADEME, un guide (disponible en français et en anglais, en version électronique sur le site de Afitexinov) a été rédigé dans l'objectif de fournir les principes généraux et les éléments nécessaires à la conception et le dimensionnement de ces sols renforcés par un géosynthétique et instrumentés. L'objet de ces recommandations est de fournir aux différents intervenants (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, entreprise, etc.) la connaissance nécessaire des phénomènes, les principes généraux indispensables pour établir les bases de la conception et du dimensionnement de ces structures et infrastructures renforcés et/ou instrumentés, et finalement les éléments nécessaires à l'élaboration de leurs projets.

2. Cavité souterraine et aléa « effondrement localisé »

L'effondrement de cavités s'observe généralement à la suite de la rupture du toit de la cavité, naturelle ou anthropique, située à faible profondeur (Ifsttar, 2014, Ineris, 2017). La remontée de l'effondrement vers la surface dépend de la nature de la cavité, de sa forme géométrique et de la nature des terrains qui la recouvrent. Le terme de fontis désigne aussi bien le mécanisme d'effondrement que le cratère classiquement observé en surface. Deux situations peuvent être observées (Figure 1) : soit le processus s'arrête de lui-même à une hauteur correspondant à une voûte auto-stable (situation 2 sur la figure), soit il se développe verticalement jusqu'à atteindre les matériaux meubles de la couverture puis la surface (situation 3). La vitesse de progression du fontis, et donc le temps compris entre l'effondrement en profondeur et la manifestation en surface, est extrêmement variable ; elle dépend de la taille du fontis, de la profondeur de la cavité, de la nature des matériaux et de conditions locales (présence d'eaux, failles, trafic, vibrations, etc.). Ce temps peut varier de quelques jours pour des terrains peu résistants à plusieurs années voire dizaines d'années pour des terrains résistants. La présence d'une nappe aquifère ou d'une circulation d'eau au sein de la cavité, pouvant déplacer ou étaler les éboulis dans les galeries, favorise le développement de la cloche de fontis vers la surface. La Figure 2 montre des exemples d'effondrements localisés (fontis) de cavités souterraines. Les conséquences prévisibles sur la sécurité des personnes et des biens présents en surface dans la zone d'influence du désordre dépendent du diamètre de l'effondrement en surface, critère permettant de distinguer trois classes d'intensité (Tableau 1, Figure 2).

Tableau 1. Exemples de classes d'intensité de dommages potentiels en fonction du diamètre de l'effondrement (Ineris, 2016a)

Diamètre de l'effondrement en surface	Classe d'intensité de dommages (en surface)
Effondrement auto-remblayé à proximité ou affaissement d'une amplitude limitée	Très limitée
Diamètre < à 5 m	Limitée
Diamètre ≥ à 5 m et < à 10 m	Modérée
Diamètre ≥ à 10 m	Élevée à très élevée



1 : démarrage de la rupture au toit, 2 : cloche auto stable, 3 : formation d'un fontis

Figure 1. (a) Étapes de remontée de fontis et zone d'influence du fontis (b) – Source : Ineris



Figure 2. Exemples d'effondrements localisés au droit de cavités d'origine anthropique – source : Ineris

3. Méthodes de réduction de l'aléa « mouvement de terrains »

On distingue généralement les méthodes visant à réduire l'intensité de l'aléa de celles visant plutôt à réduire la vulnérabilité des structures ou infrastructures (Ineris, 2016a). Certaines méthodes permettent d'atténuer l'aléa ou ses conséquences ; d'autres permettent de le supprimer complètement. Le Tableau 2 synthétise ces méthodes en fonction de l'usage actuel ou futur du sol et les résultats attendus après la réalisation du traitement. Il précise également l'aléa résiduel (qui subsiste après l'emploi de la méthode). Le choix de la méthode de traitement dépend essentiellement : des objectifs visés en termes de maîtrise du risque et de destination du site (empêcher le fontis de se développer et d'atteindre la surface, diminuer l'intensité du fontis, diminuer les dommages en surface) ; de la configuration des cavités et de la nature du massif encaissant ; du risque résiduel acceptable en surface après traitement ; des aspects économiques ; de l'occupation du sol en surface (enjeux) et des considérations techniques et économiques.

Tableau 2. Aide pour le choix des méthodes de réduction de l'aléa « fontis » (adapté et complété du guide Ineris, 2016a)

Méthodes	Utilisations de la surface	Techniques de réalisation	Conséquences	Risque résiduel
Comblement intégral des cavités (avec ou sans clavage)	<ul style="list-style-type: none"> espaces verts, chaussées, constructions existantes et nouvelles 	<ul style="list-style-type: none"> à partir du fond par des engins mécanisés par déversement gravitaire à partir de la surface injections de mortier ou de coulis mousses thermodurcissables 	Suppression de l'aléa	Affaissement (si pas de clavage de la cavité)
Consolidation (Confortements) des cavités	<ul style="list-style-type: none"> espaces verts chaussées constructions existantes et constructions nouvelles 	Renforcement et confinement du massif par : <ul style="list-style-type: none"> projection de béton ou de résine boulonnage édification de piliers artificiels / coffrage des piliers 	Réduction de la prédisposition de l'aléa	À long terme fontis et affaissement
Comblement partiel des cavités	Espaces verts	<ul style="list-style-type: none"> à partir du fond par des engins mécanisés par déversement gravitaire à partir de la surface 	Réduction de l'intensité de l'aléa	Affaissement
Mise en place d'un géosynthétique	<ul style="list-style-type: none"> espaces verts chaussées/voies ferrées remblais d'ouvrages courants* réseaux 	Géosynthétique de renforcement mis en place au-dessus des cavités avec un système d'ancrage, et éventuellement instrumenté	Modification de l'aléa + Réduction des conséquences sur les structures et infrastructures	Affaissement contrôlé (éventuellement nul en surface si nécessaire)
Renforcement des sols ou adaptation de fondations	Constructions nouvelles ou existantes	Pieux, micropieux ou inclusions rigides à partir de la surface du sol, réalisés par foration et remplissage + injection	Réduction de la vulnérabilité des structures et infrastructures	Fontis / affaissement hors bâti (zones non traitées)
Amélioration du sol Fondations superficielles avec longrines renforcement de structure Inclusions rigides	<ul style="list-style-type: none"> constructions nouvelles chaussées remblais de construction 	<ul style="list-style-type: none"> fondations continues radier ou dalle en béton armé 	Réduction de la vulnérabilité des structures et infrastructures	Fontis / affaissement - fissures sur bâti
Clôtures (grillages, treillis...)	Espaces verts restreints	Clôtures (grillages, treillis...)	Protection des personnes	Affaissement / Fontis

* ouvrages courants : projets relevant de la catégorie géotechnique 2 (selon les Eurocodes), c'est à-dire ouvrages qui ne présentent pas de risque exceptionnel et ne sont pas exposés à des conditions de terrain ou de chargement difficiles.

4. Renforcement par géosynthétiques

Le renforcement par géosynthétique (GSY), ou d'un produit apparenté aux géosynthétiques (cf. la norme NF EN ISO 10318), est généralement caractérisé par sa résistance à la traction et au poinçonnement. Le comportement en traction d'un géosynthétique est caractérisé par la relation entre l'effort de traction T (force par unité de largeur exprimée en kN/m) et l'allongement ou la déformation ϵ du géosynthétique (exprimée en pourcentage) (Figure 3). Dans le cadre de projet REGIC, Afitexinov a développé un géosynthétique innovant (Brevet n° FR3029943 – 2016-06-17) sous la dénomination

« géosynthétique de renforcement de sol à comportement multi-module inversé », où deux raideurs en traction s'activent l'une après l'autre, la première étant plus faible que la seconde. De plus, grâce à une technologie de tricotage, des capteurs peuvent être intégrés au géotextile. Il s'agit ici de fibres optiques (FO), insérées dans le GSY dès la production. L'intégration des fibres optiques dans les géosynthétiques est un moyen de mesurer les déformations. Le géosynthétique « bi-raideur inversé » instrumenté permet de détecter le début d'une rupture de la couche de sol tout en garantissant le même niveau de sécurité qu'un géosynthétique à une seule raideur. La deuxième raideur plus importante s'active après le seuil de déformation nécessaire à la détection des mouvements liés à la cavité.

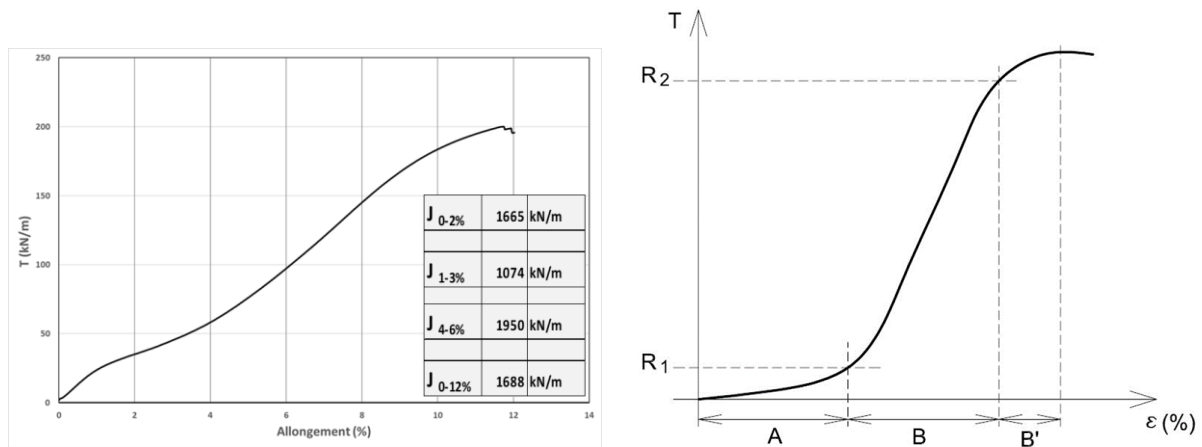


Figure 3. Comportement de GSY mono (a) et bi-raideur (b). Source : Afiteixinov

Le renforcement par un géosynthétique est l'une des solutions permettant d'améliorer la protection des enjeux en surface (Delmas et Gourc, 2017). Sous réserve de respecter les règles de l'art du dimensionnement, l'objectif premier de renforcement par le géosynthétique est d'assurer une sécurité temporaire ou pour une durée de service¹, avant la mise en place d'un traitement définitif correspondant au comblement des vides dans les zones où des effondrements se sont produits (Ineris, 2017). L'effondrement d'une cavité renforcée par géosynthétique d'un diamètre en surface inférieur à 5 m conduit, si le renforcement est correctement dimensionné, à une cuvette d'affaissement d'une amplitude d'un tassement inférieur ou égale au tassement admissible (d_s) au sens de l'impact sur les enjeux en surface. Au-delà de cette valeur de 5 m, le géosynthétique « instrumenté », c'est-à-dire équipé d'un système de surveillance approprié, permettrait la détection de la propagation de fontis vers la surface, grâce aux mesures des déformations mesurées au niveau du GSY.

Des nombreux cas d'utilisation de géosynthétiques comme solution de réduction de l'aléa fontis ont été cités dans la bibliographie nationale et internationale (Auray et Garcin, 2010 ; Blivet et al., 2006 ; Bridle et Janner, 1997 ; Dubreucq et al., 2006 ; Jaffrot et al., 2009 ; Kaytech, 2006 ; Martin et Mathon, 2000 ; Nichol, 1998 ; Riot et al, 2013). Ces cas permettent d'illustrer les différentes possibilités de renforcement par géosynthétique des sols pour des cavités naturelles et anthropiques ; des différents enjeux (autoroutes, routes, voies ferrées) et des espaces publics (parcs et parkings).

4.1. Domaines d'application du renforcement par géosynthétique

La démarche proposée de la méthode de traitement est présentée sur la Figure 4, permettant de choisir entre deux configurations de méthodes de traitement par un géosynthétique ou par une autre méthode de traitement.

¹ Durée de service de l'ouvrage est définie par le maître d'ouvrage ou par les normes et les recommandations de l'Eurocode

Tableau 3 fournit le cadre de l'utilisation de GSY en fonction des enjeux et du caractère instrumenté ou non, et les actions à entreprendre sur le court et le long terme.

Tableau 3. Utilisation de GSY en fonction des enjeux et du caractère instrumenté ou non du GSY

Enjeux et risque		Type de GSY et objectifs		Traitement	
Type	Exemples	Type	Objectifs	Actions à court-terme	Actions à long-terme
Limités	Forêts, zones peu fréquentées, chemins, etc.	Instrumenté	Suivre les déformations	Renforcement de la surveillance du GSY	Revoir si besoin le renforcement par GSY Comblement partiel ou total de la cavité si besoin
		Non instrumenté	Observations de MVT en surface Vérification de calcul	Mise en place d'un système de surveillance de l'ouvrage	Revoir si besoin le renforcement par GSY Comblement partiel ou total de la cavité si besoin
Élevés	Infrastructures de transport	Instrumenté	Suivre les déformations de GSY	Renforcement de la surveillance du GSY	Revoir si besoin le renforcement par GSY Comblement partiel ou total de la cavité si besoin
		Non instrumenté	Suivre les déformations de la structure ou infrastructure	Mise en place d'un système de surveillance de la structure ou de l'infrastructure Comblement de la cavité si besoin	Comblement de la cavité si besoin

La Figure 4 fournit la démarche pour choisir un mode de traitement adapté en fonction du diamètre de la cavité, de l'amplitude des mouvements et des enjeux en surface. Cette démarche intègre également la mise en place d'une surveillance. Deux configurations sont proposées en fonction des objectifs de la mise en sécurité de la cavité : configuration 1 (sans ou avec surveillance) : traitement dans le cas où les cavités sont bien connues et d'un diamètre inférieur à 5 m et configuration 2 (avec surveillance) : traitement dans le cas où les cavités sont difficilement localisables ou méconnues ou dans les cas de cavités connues d'un diamètre supérieur à 5 m. Dans ce cas, les mesures de déformation du géosynthétique et des mouvements du sol permettent de localiser la cavité et d'anticiper d'éventuelles conséquences graves sur les structures et les infrastructures.

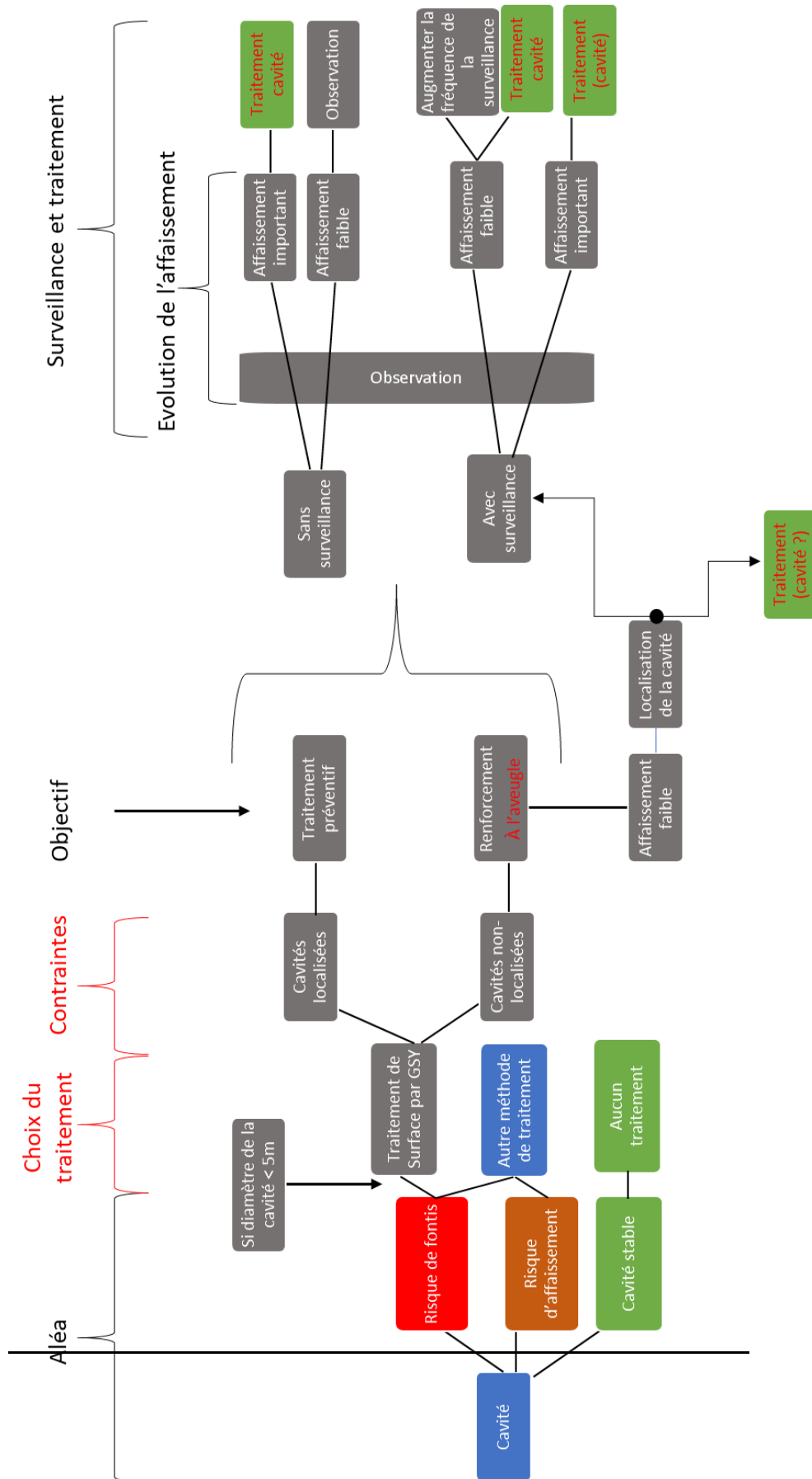


Figure 4. Démarche pour choisir un mode de traitement adapté – Source : Ineris

4.2 Conception et fonctionnement du renforcement par GSY

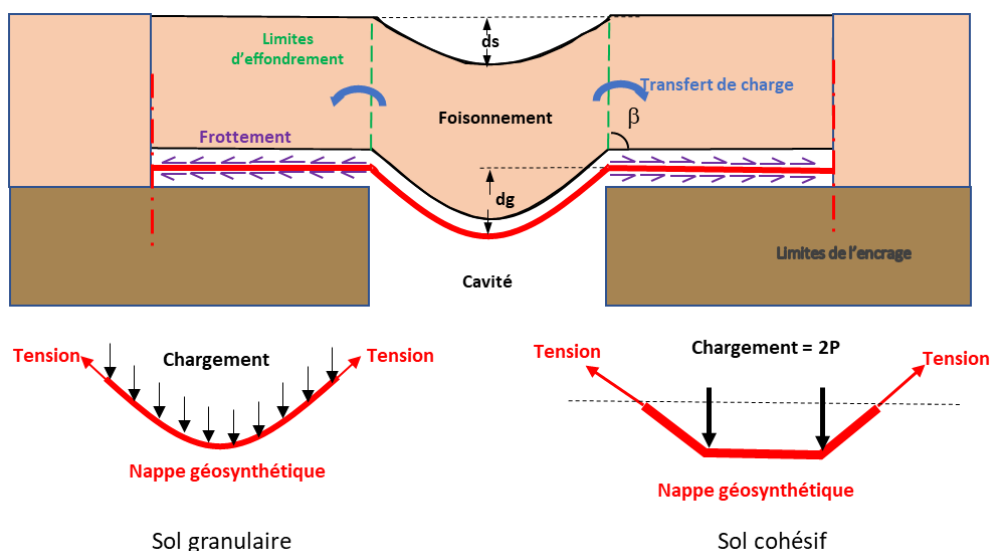
La démarche proposée pour la conception d'une solution de renforcement par géosynthétique, exposée de manière détaillée dans la Figure 4 et le Tableau 3, peut se résumer par les étapes suivantes (Le Moniteur, 2015, Delmas et al., 2015) :

- évaluation et caractérisation du type d'effondrement potentiel :
 - localisation de la cavité connue ou non ;
 - type et niveau de l'aléa mouvement de terrain : cavité stable, affaissement, fontis ;
 - diamètre et amplitude de l'affaissement ou du fontis en cas de remontée de la rupture vers la surface.
- choix de l'objectif de renforcement de l'ouvrage par géosynthétique :
 - « temporaire » après remontée de la cavité en attendant le traitement définitif (court terme) ;
 - « définitif », en général pour une durée de vie de 100 ans après l'installation du géosynthétique (long terme).
- définition de l'affaissement maximum admissible en surface permettant de maintenir l'exploitation de l'ouvrage notamment des infrastructures ;
- définition et dimensionnement du géosynthétique instrumenté :
 - pour répondre aux exigences de stabilité aux ELU et ELS de l'infrastructure : stabilité mécanique, affaissement maximum admissible en surface ;
 - pour répondre aux exigences de l'instrumentation par fibres optiques (type et espacement des fibres, éventuellement choix bi-raideur, calepinage, connexions) ;
- conception du système de surveillance (détection/acquisition) adapté aux exigences de l'infrastructure, au type d'effondrement et au géosynthétique choisi.

Le point 1 est un préalable aux points suivants, les points 1, 2 à 3 sont de la responsabilité du maître d'œuvre (d'ouvrage) et ils doivent faire l'objet d'une étude géotechnique appropriée, selon la norme NFP 94500 et doivent être finalisés avant que soient abordés les points 4 et 5.

4.2. Mécanismes de base du renforcement

La Figure 5 illustre le mécanisme du renforcement par géosynthétique après la formation d'une cavité sous-jacente et la mise en tension du géosynthétique liée au poids du remblai foisonné au-dessus de la cavité. Ce renforcement résulte ainsi de la mobilisation du comportement en résistance-déformation du géosynthétique.



d_g : déflexion du géosynthétique ; d_s : tassement en surface ; β : angle de la limite de l'effondrement et $2P$: deux forces verticales linéiques agissant sur la bande centrale du géosynthétique

Figure 5. Schéma de principe du renforcement par géosynthétique d'une cavité et de l'effet membrane – Source : Hassoun et al. (2018) modifié

Ce fonctionnement se divise en 4 périodes distincts :

- la période (I) : mise en place du géosynthétique sur le terrain naturel et construction de la structure ;
- la période (II) : la cavité n'est pas encore remontée en surface et la structure repose sur la couche de recouvrement ;
- la période (III) : correspond à la phase où la remontée de la cavité est au niveau du géosynthétique ; cette phase peut être brutale, mais aussi s'étendre sur une période plus ou moins longue au cours de laquelle les éboulements latéraux des parois de la cavité se produisent ; le géosynthétique se met en tension au-dessus de la cavité et latéralement dans les zones d'ancrage ; en raison des propriétés de foisonnement du sol de remblai, le tassement de la structure en surface n'apparaît que lorsque le diamètre de la cavité a atteint une certaine ampleur ; auparavant la cavité n'est pas détectable en surface ;
- enfin, au début de la période (IV), la cavité a atteint sa géométrie définitive jusqu'à la fin de la durée de service de l'infrastructure ; celle-ci peut correspondre soit à la durée de vie prévue pour l'infrastructure (par exemple 100 ans) soit à la durée nécessaire au confortement et à la réparation de l'infrastructure une fois la cavité remontée en surface (en général quelques mois, au maximum quelques années) ; sous l'effet du chargement de la structure et du trafic, le géotextile est maintenu en tension ; il est alors soumis au fluage en plus des actions liées à l'environnement chimique du sol ; il s'en suit une déformation du géotextile qui entraîne une augmentation de sa flèche et donc du tassement en surface de la structure.

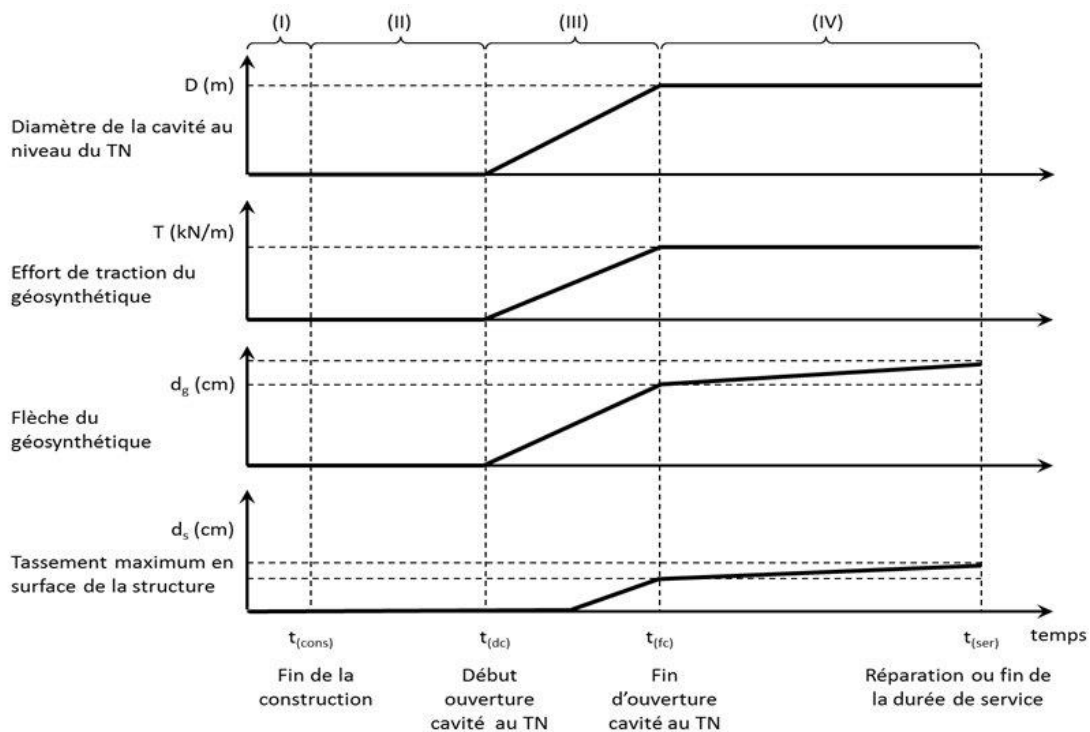


Figure 6. Principe de fonctionnement d'un sol renforcé par géosynthétique, avant et après la remontée

Lorsque la cavité remonte jusqu'à la base du géosynthétique (correspondant aux périodes II et III de la Figure 6), le géosynthétique empêche l'effondrement du sol et des structures et infrastructures dans la cavité. Sous l'effet de charges (poids du remblai, de la chaussée, voire charges liées au trafic), le géosynthétique va se déformer comme une membrane au-dessus de la cavité (Figure 5). L'effet membrane correspond au mécanisme de déformation de la nappe qui s'incurve pour équilibrer les efforts qu'elle supporte au-dessus du vide grâce à sa mise en tension. Deux comportements sont observés en fonction de la nature du sol au-dessus du géosynthétique : celui d'un sol granulaire, où la charge est répartie plus ou moins uniformément sur le géosynthétique, et celui d'un sol cohésif, où la charge est plutôt localisée suite à l'effondrement de blocs de sol sur la nappe géosynthétique.

Pour les sols granulaires, la zone de sol effondrée sur la nappe est proche d'un cylindre (Figure 5), l'angle β variant entre 85 et 95 degrés selon la nature du remblai. Il est généralement pris égal à 90 degrés dans les méthodes du dimensionnement. Au cours de ce phénomène d'affaissement contenu au-dessus de la cavité, le sol sus-jacent va se déformer, entraînant un tassement de la structure en

surface (d_s), inférieur à la déflexion de géosynthétique (d_g). Dans le cas d'un sol cohésif, la rupture du sol s'apparente davantage à des blocs dont la forme et les dimensions dépendent de la nature du sol, de l'épaisseur du remblai et du mode de chargement. Les efforts de traction nécessaires à la stabilité du géosynthétique en membrane sont équilibrés grâce à une mobilisation progressive des ancrages de part et d'autre de la cavité (Figure 5). Le frottement sol-géosynthétique est alors décisif pour assurer le bon fonctionnement du renforcement, dans la mesure où ce sont les déplacements relatifs des sols de recouvrement et du remblai qui permettent la mobilisation des efforts tangentiels et qui entraînent finalement sa mise en tension et assurent son ancrage.

5. Principe des méthodes de dimensionnement du géosynthétique

En France, les méthodes de dimensionnement d'un renforcement à l'aide d'un géosynthétique sont définies par rapport à la norme NF EN 1990, en particulier en termes de combinaisons d'actions (AC), de classes de sécurité (SC), et de cas de chargement (LC). Le renforcement doit être sélectionné pour s'assurer que l'aptitude au service est maintenue et que l'état limite ultime ne soit pas atteint. La norme XP G38065, dédiée à la conception et au dimensionnement du renforcement de la base de remblai (sol granulaire) sur zones à risques d'effondrements par géosynthétique, prenant en compte les développements récents dans ce domaine, a été validée et adoptée par la profession (Nancey et Delmas, 2019). Le dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavités utilise l'approche des états limites ultime (ELU) et de service (ELS) tels que définis dans les Eurocodes (NF EN1997-1). Ainsi, la présence du renforcement doit remplir les critères d'ELS² et d'ELU³ de la structure. La vérification aux ELS vise à s'assurer que le tassement en surface reste admissible après l'ouverture de la cavité et la mise en tension du géosynthétique. Les méthodes proposées pour le dimensionnement d'un géosynthétique sont issues de celles développées pour un sol granulaire lors du programme de recherche RAFAEL (Gourc et al., 1999) et améliorées par Villard et Briançon (2008), et des travaux menés dans le cadre du projet de recherche GEO-INNOV (Huckert et al., 2016) pour un sol cohésif. Des améliorations ont été apportées à ces deux méthodes grâce au projet REGIC (Hassoun, 2018).

5.1. Paramètres de dimensionnement du renforcement

L'objectif du dimensionnement est de déterminer les caractéristiques du géosynthétique. Le dimensionnement est effectué sur la bande centrale de la nappe la plus sollicitée (le géosynthétique est alors considéré comme monodirectionnel). Selon le cas considéré (sol granulaire ou cohésif), il faut estimer au mieux l'intensité et la géométrie de la charge (uniforme, ponctuelle, etc.). Les données géométriques et géologiques doivent être prises en compte pour évaluer la géométrie de la remontée de fontis. Pour appliquer les méthodes du dimensionnement, il convient de déterminer successivement (Figure 7) :

- le diamètre de la cavité et le mécanisme de remontée de la cavité vers la surface,
- le diamètre de fontis en surface (D_s) est généralement égal ou légèrement supérieur au diamètre de la cavité (D) en contact avec le géosynthétique. Il est souvent pris égal au diamètre de la cavité (D).
- l'affaissement admissible en surface,
- la charge (q) agissant sur le géosynthétique,
- les tensions (T_{max}) induites et la flèche maximale du géosynthétique (d_g),
- le tassement admissible correspondant en surface (d_s), ce tassement peut être déterminant pour évaluer les caractéristiques du GSY,
- et le type et la longueur d'ancrage nécessaire pour assurer la stabilité de la structure renforcée.

² Les états-limites ultimes (ELU) correspondent à la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

³ Les états-limites de service (ELS) correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, ou compromet sa durabilité.

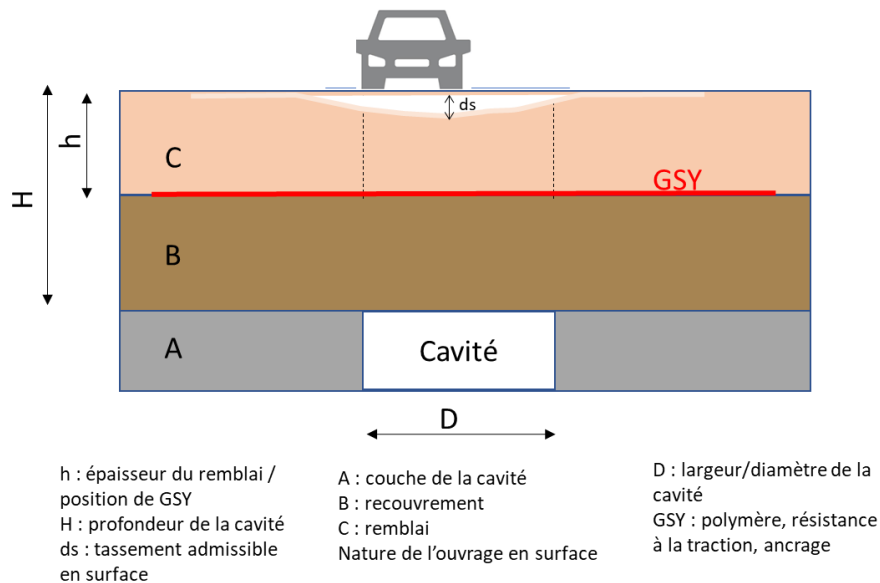


Figure 7. Principaux paramètres collectés pour l'analyse des cas d'applications - Source : Ineris

L'ajustement des paramètres nécessite des itérations successives sur la raideur du géosynthétique pour respecter le tassement de surface (d_s) souhaité.

Un paramètre important du dimensionnement d'un géosynthétique est la valeur de l'affaissement admissible en surface (d_s) en cas d'effondrement d'une cavité. Cette valeur est fixée en fonction des contraintes d'exploitation de l'infrastructure : le tassement maximum admissible est le tassement permettant de maintenir l'exploitation, même réduite, de l'infrastructure. La valeur du tassement calculé doit être inférieure ou égale au tassement admissible. Le Tableau 4 donne des exemples d'ordre de grandeur du rapport d_s/D_s de l'affaissement maximal (d_s) en fonction du diamètre de la cuvette d'affaissement D_s . L'affaissement en surface est calculé en fonction de l'épaisseur et du coefficient de foisonnement du sol au-dessus du géosynthétique ainsi que de la flèche maximale du géosynthétique.

Tableau 4 : Déplacement admissible $d_{s,adm}$ en fonction de la nature du projet – Source : Norme –XP G38065 (D_s est diamètre de la cavité)

Nature de projet	Exemples de valeurs de d_s/D_s	d_s (cm) pour $D_s = 5$ m
Voies ferrées	0 %	0
Autoroutes (vitesses élevées)	$1,0\% \leq d_s/D_s \leq 1,7\%$	5 à 8,5
Routes secondaires (vitesses faibles)	$1,7\% \leq d_s/D_s \leq 2,5\%$	8,5 à 12,5
Autres routes urbaines, parking, etc.	$2,5\% \leq d_s/D_s \leq 7\%$	12,5 à 35
Parcs et zones piétonnes	$d_s/D_s \leq 10,0\%$	< 50

L'action du sol de remblai sur le géosynthétique dépend grandement du type de sol de remblai et du mode d'ouverture de la cavité. On distingue deux cas de sol au-dessus du GSY, sol granulaire et sol cohésif :

Pour les sols granulaires (sans cohésion), au vu des observations sur sites expérimentaux de taille réelle (Gourc et al., 1999 ; Huckert et al., 2013) et des méthodes couramment utilisées en France (méthode développée dans le cadre du Projet RAFAEL, Blivet et al., 2000) et dans certains pays (EBGEO, 2011), il est admis que la zone d'effondrement dans le remblai est approximativement un cylindre vertical ($D_s = D$). Le modèle proposé par Terzaghi (1943) est représentatif du comportement des sols granulaires au-dessus des cavités renforcées, moyennant une prise en compte correcte des poussées latérales. Celui-ci suppose un report d'une partie des charges du massif de sol situé au-dessus de la cavité vers les bords latéraux par des mécanismes de cisaillement de sol ou d'effets voûte. La norme XP G38065 considère, au vu des résultats expérimentaux observés, que la déformée de la

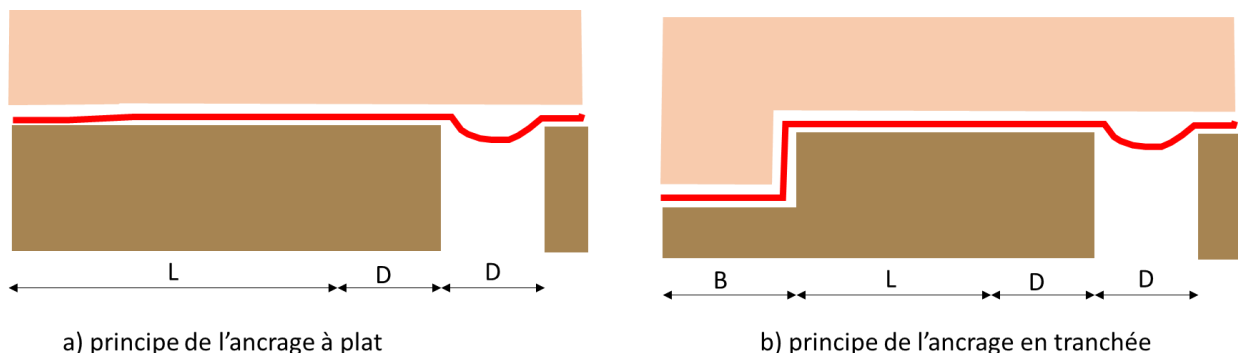
nappe est parabolique lors de sa mise en tension, ce qui conduit à considérer une répartition uniforme des contraintes verticales sur la nappe (Figure 5).

Pour les sols cohérents : dans le cas d'un remblai cohésif (argile, limon), correspondant à un sol naturel ou traité (à la chaux ou au ciment⁴), et dont le comportement dépend des teneurs en eau, de l'épaisseur de la couche, de la surcharge en surface, à l'heure actuelle, l'approche analytique proposée par Huckert et al. (2016) permet de proposer un dimensionnement du géosynthétique dans le cas d'un sol cohésif. *Dans le cas d'une cavité linéaire (tranchée)*, on suppose que le sol au-dessus du géosynthétique s'effondre en blocs, notamment dans le cas où la surcharge est localisée en surface. Les blocs mobilisés sont considérés rigides et indéformables. Le poids des blocs de sol effondré et la surcharge en surface du géosynthétique sont remplacés par deux forces verticales linéiques (2P) définies par mètre de largeur de géosynthétique (Figure 5). Pour une cavité circulaire, des forces ponctuelles équivalentes, agissant sur la bande centrale du géosynthétique au-dessus de la cavité, doivent être déterminées. Pour pouvoir utiliser le modèle de Huckert, pour un sol cohésif, il est nécessaire de déterminer le poids du(des) bloc(s) effondré(s) sur le géosynthétique. La détermination de la géométrie de ces blocs se base essentiellement sur les résultats des essais in situ effectués par Huckert dans le cadre du projet Geolnov, et de ceux effectués en laboratoire par Hassoun (2018) dans le cadre du projet REGIC. La flèche maximale d_g et la tension maxi T_{max} , sont déterminées à partir d'une loi de comportement du géosynthétique (Figure 3). Le calcul de la flèche maximale du géosynthétique est en relation avec le tassement maximal admissible, l'épaisseur de la couche du sol au-dessus de la nappe de géosynthétique, du foisonnement et de la forme supposée de la déformée du GSY.

5.2. Dimensionnement de l'ancrage et des recouvrements

Les efforts de traction nécessaires à la stabilité du géosynthétique sont équilibrés grâce à une mobilisation progressive des ancrages de part et d'autre de la cavité (Villard et Chareyre, 2004). Deux principes d'ancrage peuvent être proposés (Figure 8) : l'ancrage à plat ou l'ancrage en tranchée (présentés dans l'annexe C de la norme XP G38-065). Le choix du type d'ancrage dépend de la nature des interfaces sol-géosynthétique ainsi que de la géométrie du site et des surfaces disponibles. On notera que le choix du type d'ancrage est souvent orienté par la disposition du projet, les emprises et la position de la cavité.

Dans le cas de l'ancrage à plat, la longueur d'ancrage du géosynthétique est limitée à l'emprise disponible, qui dépend de la géométrie du remblai. Le recouvrement longitudinal s'effectue dans le sens des efforts. Le recouvrement latéral (sens travers de la production du géosynthétique) s'effectue perpendiculairement aux efforts principaux. Pour assurer la continuité de la surface renforcée, en évitant l'ouverture entre deux nappes disposées côte à côte au niveau de la cavité, la largeur de recouvrement latéral doit être calculée en fonction de la valeur du déplacement vertical de la nappe au centre de la cavité (recouvrement minimum recommandé de 50 cm).



L : Largeur d'encrage, B : Largeur de tranchée ; D : Diamètre de la cavité

Figure 8. Principes de l'ancrage à plat ou ancrage en tranchée (présentés dans l'annexe C de la norme XP G38-065)

⁴ Pour plus d'informations, se référer par exemple au Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques-Centre de Recherches Routières - Recommandations 81/10 - 2009

Les méthodes existantes permettent de dimensionner le géosynthétique et la zone d'ancrage pour une cavité isolée. Pour des cavités multiples (ex. chambres et piliers, catiches, réseaux des cavités karstiques proches, etc.), il est nécessaire de tenir compte de la distance entre les cavités et de la comparer à la longueur d'ancrage. Dans le cas où la distance entre deux cavités voisines est supérieure à la longueur d'ancrage, les cavités sont traitées en tant que cavités isolées. Dans les autres cas, l'ancrage du géosynthétique se fait au-delà de la zone de cavités.

6. Mise en œuvre

Dans le cadre de cette publication, nous proposons les principales étapes pour la mise en œuvre de géosynthétique au-dessus de cavité(s). Un plan de calepinage détaillé doit être proposé, celui-ci est en général finalisé avec l'entreprise en fonction du type de géosynthétique retenu pour le projet. En effet, une fois le dimensionnement finalisé, et avant de réaliser la mise en œuvre et l'installation du géosynthétique, il est impératif de préciser :

- les longueurs et les largeurs des lés de géosynthétiques,
- le sens de pose par rapport à l'ouvrage et aux cavités (si elles sont connues),
- les différents recouvrements longitudinaux et latéraux,
- les modalités de pose (ancrage, déversement des couches de remblai, compactage, couches de protection éventuellement),
- la mise en place éventuelle de système d'instrumentation,
- etc.

D'autre part, la mise en œuvre et l'installation d'un géosynthétique doivent être réalisées selon les normes de sécurité et les règles en vigueur (recommandations de mise en œuvre CFG ou/et norme NF G 38060). On présente ci-après les deux configurations d'exécution :

- Mise en place sur le sol naturel et couvert par un remblai,
- Excavation du sol, mise en place du géosynthétique et remblaiement avec le sol initial.

Dans le cas où le géosynthétique est couvert par un remblai, ou encore une structure ou infrastructure, le renforcement est mis directement sur la surface du sol (après un éventuel décapage de la couche de terre végétale) avant la mise en place et le compactage du remblai (Figure 9, gauche). La deuxième configuration correspondant à une installation en profondeur (Figure 9, droite), on effectue dans ce cas un décaissement (excavation) du sol jusqu'à la profondeur souhaitée ou au niveau des terrains résistants, ou en se rapprochant de la tête de la cavité, etc. Le géosynthétique est mis en place, suivi par le remblaiement et le compactage progressif et peu énergétique de sol. Il est également recommandé d'ajouter une couche de sol frottant aux interfaces sol-géosynthétique de part et d'autre au droit des zones d'ancrage afin d'augmenter la résistance au cisaillement et réduire le glissement du géosynthétique lors de sa mise en tension.

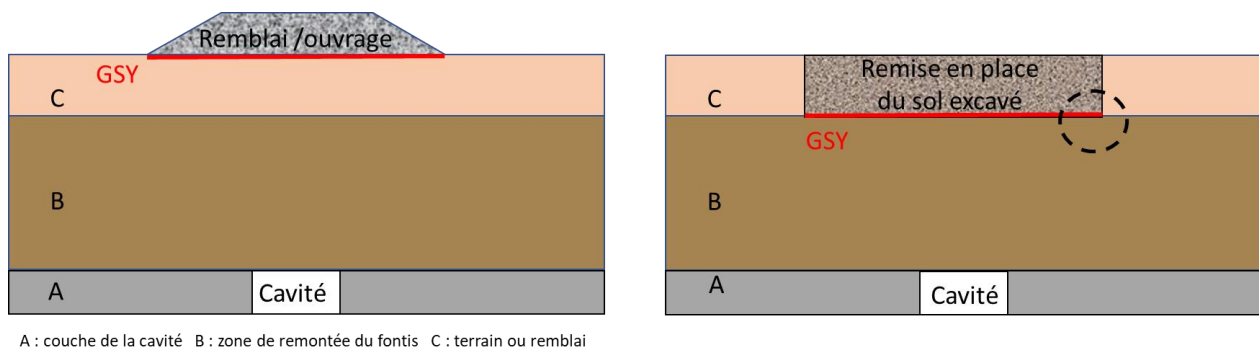


Figure 9. Étapes d'installation d'un géosynthétique en surface sous remblai ou en profondeur, Source : Ineris

Dans le cas de l'installation du géosynthétique instrumenté, avant tout remblaiement, il est important de porter attention aux points suivants :

- la concordance du sens de pose du géosynthétique instrumenté avec les calculs établis pour le renforcement doit être impérativement vérifiée. La position des différents capteurs doit être ajustée aux positions de mesure. Les capteurs doivent être identifiés par des zones colorées sur le géosynthétique et les positions de mesures doivent être identifiées sur le chantier,
- les connections optiques du géosynthétique doivent être effectuées avec des rallonges renforcées jusqu'au boîtier de récupération de mesures,
- les fibres doivent être protégées par un géotextile non-tissé et du sable fin afin de ne pas être endommagées.

Au moment du remblaiement des nappes par les matériaux, il est parfois conseillé de réaliser une pré-tension des nappes manuelle pour limiter au maximum les plis et autres ondulations qui risqueraient d'engendrer des déformations lors de la mise en service de l'ouvrage.

Après la mise en place du renforcement, le sol existant ou importé doit être compacté suivant les règles de l'art (NF P11-300, GTR 1992 et 2000). Le compactage est un procédé mécanique permettant d'augmenter la densité en place du sol. Le compactage permet d'assurer le confinement, limiter le glissement à l'interface et les risques de tassements interne de la couche du remblai. Comme pour toute opération de compactage, une attention particulière doit être apportée à l'évaluation de l'aptitude du sol à être compacté (nature, teneur en eau, ...), à la définition de l'épaisseur de chaque couche, au type de compacteur (taille et mode de compactage), à l'énergie totale de compactage appliquée ainsi qu'à la procédure utilisée (nombre de passes, vitesse, ...).

Dans le contexte spécifique des zones à risque d'effondrement de cavités, des couches de faible épaisseur et des engins de compactage de petites dimensions et générant des vibrations d'amplitude très réduite sont recommandés afin de ne pas dégrader les terrains de recouvrement au-dessus de la cavité. Une étude spécifique doit donc être réalisée afin de dimensionner le compactage du sol au-dessus de la zone de cavité.

Pendant la phase de compactage, il peut s'avérer nécessaire de vérifier l'état de la stabilité de la cavité à partir de la cavité elle-même, si elle est accessible, ou à partir de la surface, si elle n'est pas accessible. Cette vérification peut être visuelle ou instrumentale, le type d'instrumentation devant être adapté au type de compactage mis en œuvre. Les critères ou seuils d'alerte doivent être précisés ainsi que la conduite à tenir en cas de dépassement.

À la réception des travaux, une vérification de la qualité de compactage est obligatoire ou recommandée, suivant l'utilisation ultérieure de la couche de sol remblayée.

7. Surveillance des cavités à l'aide d'un géosynthétique instrumenté

7.1. Surveillance de la cavité et des terrains

La surveillance dans le cas d'un risque d'effondrement est une solution palliative, dans l'attente de travaux de mise en sécurité ou d'autres moyens de remédiation (Ineris, 2016b, Li et al., 2017). La nécessité de déploiement et l'équipement de la surveillance d'une cavité dépendent essentiellement des enjeux en surface. Parmi les méthodes de surveillance, l'inspection visuelle, à fréquence adaptée à l'évolution des désordres, est la surveillance la plus déployée pour des cas peu complexes et localisés, lorsque les cavités sont localisées et accessibles, avec des conditions de sécurité acceptables.

7.2. Surveillance à l'aide de géosynthétique instrumenté

Le géosynthétique « bi-raideur inversé » développé (Figure 10) permet de faciliter la détection de tassements de faibles amplitudes même pour des infrastructures ou des structures nécessitant des raideurs très élevées (par exemple pour des infrastructures ou des structures à tassement toléré en surface faible, voire nul, sur des cavités de grand diamètre). D'autre part, l'intégration de fibres optiques (Figure 10-b) permet de suivre l'évolution de la déformation du géosynthétique et de la température dans l'environnement immédiat de la cavité instable (Ferdinand, 2014). La mesure par fibre optique permet également de fournir un indicateur, par corrélation entre la température et l'humidité du sol, de l'état hydrique du recouvrement, notamment en cas de fuite de canalisation ou de la remontée de la

nappe phréatique. Trois technologies de mesure par fibres optiques peuvent être utilisées pour les mesures de déformation et température au-dessus des cavités :

- une technologie utilisant un système de mesures ponctuelles multiples et distribuées le long de la fibre, créant un réseau de Bragg,
- une technologie utilisant un système de mesures réparties le long de la fibre, appelée Brillouin,
- la technologie de type Rayleigh, bien que moins utilisée dans les ouvrages réels, mais dont les caractéristiques en font un outil qui peut être utilisé pour la détection, l'auscultation et la surveillance d'infrastructures où la localisation de la cavité est connue, ou d'infrastructures « ponctuelles » (de dimensions réduites).

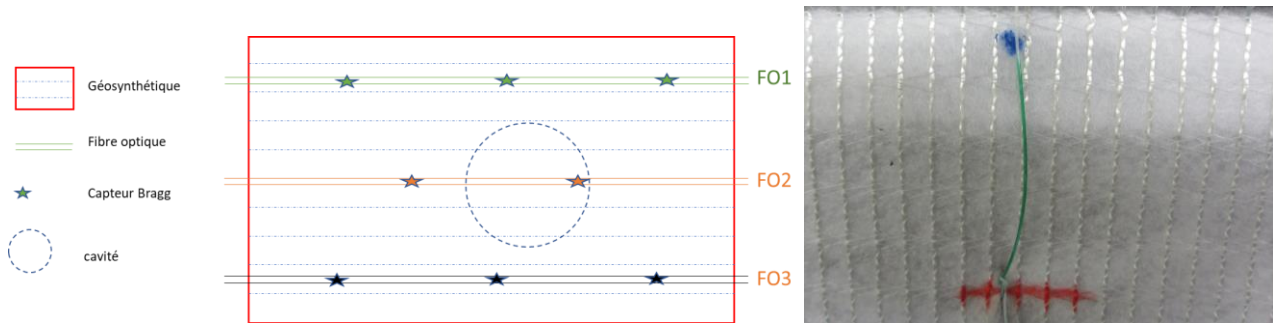


Figure 10. Géosynthétique de renforcement équipé par système de mesures par fibre optique et capteurs Bragg - Source : Ineris.

Les capteurs de réseau de Bragg sont disposés principalement au-dessus de la cavité (Figure 11). Les réseaux de Bragg sont particulièrement adaptés pour l'instrumentation d'une zone limitée correspondant à une cavité localisée ou des enjeux ponctuels de dimensions réduites. Le principe de réseau de Bragg est que la source lumineuse envoie un signal à l'intérieur de la fibre. Chaque capteur, répondant à une longueur d'onde unique, renvoie celle-ci dans le sens inverse, jusqu'à l'analyseur. Cet analyseur procède ensuite à la conversion de la longueur d'onde en microdéformations. Lors d'un événement (effondrement), le capteur va subir une déformation (traction ou compression), qui va modifier la longueur d'onde. Ce changement va être analysé et converti en microdéformation positive dans le cas d'une traction, négative pour une compression.

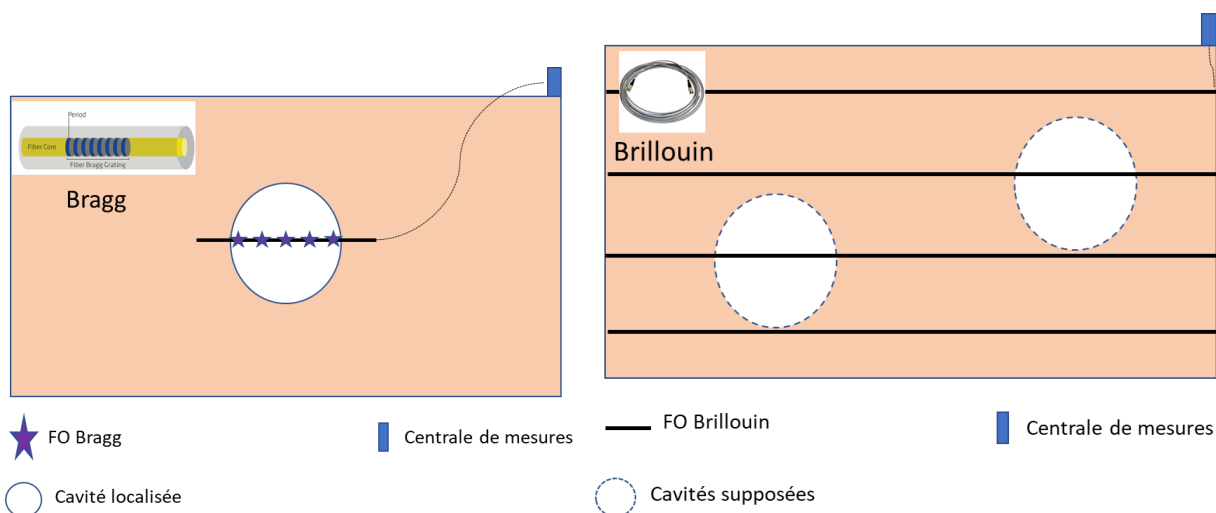


Figure 11. Schéma de principe (vue en plan) pour la surveillance d'une cavité à l'aide d'un géosynthétique instrumenté par Fibre Optique de type Bragg (a) et Brillouin (b) - Source : Ineris

Les fibres optiques de type Brillouin sont particulièrement adaptées à la détection, l'auscultation et la surveillance de cavités non localisées et/ou connues, pour les infrastructures linéaires de grandes dimensions (Figure 11). Elles peuvent aussi être utilisées lorsqu'il y a plusieurs cavités localisées. Le principe de l'analyse Brillouin repose sur le temps de parcours d'une onde laser à travers la fibre. Pour

utiliser cette technologie, on doit donc pouvoir avoir accès aux deux extrémités de la fibre, car le temps de parcours de l'onde permet alors de retrouver l'emplacement (à 1 m près) de l'évènement.

La densité des capteurs ou des lignes de mesures dépend principalement des enjeux en surface (par exemple une faible densité pour des terrains peu fréquentés, et une densité importante pour des infrastructures - routes et voies ferrées) et des dimensions de la cavité ou des cavités. Il est également possible d'adapter la fréquence de mesures en fonction du phénomène redouté et/ou de la sensibilité des infrastructures ou des structures à surveiller.

Le Tableau 5 présente les principales caractéristiques de mesures de déformations de géosynthétique en utilisant les trois technologies : Bragg, Brillouin et Rayleigh.

Tableau 5. Caractéristiques principales des méthodes de mesures des déformations par fibre optique (d'après Ferdinand, 2014)

Méthode/déformation	Bragg	Brillouin	Rayleigh
Résolution spatiale (cm)	0,2	5-50	3
Longueur max (km)	10 (ponctuelle)	>30	2
Fréquence de mesure (kHz)	10-1000	0,01-0,5	0,1
Précision ($\pm\mu\text{m/m}$)	0,1	10	1
Fenêtre (%)	1-4	2	0,1
Type de cavité			
Isolée et localisée	x		
Isolée et non-localisée		x	x
Plusieurs cavités localisées	x	x	x
Plusieurs cavités non-localisées		x	x

7.3. Synthèse et conclusion

La solution de renforcement par géosynthétique de zones à risques d'effondrements localisés (fontis) est une méthode adaptée pour des cavités naturelles ou anthropiques de petit diamètre, inférieur à 4 m et exceptionnellement 5 m. Notons que dans le cas de risque d'affaissement de plus grand diamètre, si l'emploi d'un géosynthétique de renforcement n'est, à ce jour, pas adaptée, celui d'un géosynthétique instrumenté associé au système de surveillance adéquat peut s'avérer une solution intéressante pour détecter, voire surveiller une remontée de fontis.

Pour réaliser le dimensionnement d'un géosynthétique au-dessus d'une cavité ou d'une zone à risque d'effondrement localisé où un fontis est probable, il est nécessaire de disposer des données géométriques et géomécaniques. Ces informations ont été présentées dans ce document. Nous avons distingué six phases pour la réalisation d'un projet de renforcement à l'aide de géosynthétique instrumenté. Il s'agit de :

- l'avant-projet : dans cette phase, il est nécessaire de disposer des données concernant la cavité elle-même,
- la conception : dans cette phase, les données nécessaires sont celles du projet, généralement fournies par le maître d'ouvrage,
- la réalisation du calcul de dimensionnement du géosynthétique. Il s'agit de réaliser les calculs selon les approches en déformation et à la rupture ; ils incluent le calcul des ancrages et des recouvrements,
- le choix du produit : dans cette phase, on sélectionne le produit le plus adapté au dimensionnement,
- la réalisation : cette phase correspond à la phase de mise en œuvre du géosynthétique et d'exécution de la construction de l'ouvrage. Elle peut comporter éventuellement la mise en place d'un système de surveillance intégré au géosynthétique,
- le suivi : après la mise en place du géosynthétique de renforcement, le maître d'ouvrage ou son représentant assure le suivi et les observations de l'évolution des mouvements en surface, ainsi qu'éventuellement l'analyse des mesures de déformation du géosynthétique si celui-ci est instrumenté.

Le calcul analytique à l'aide de méthodes de dimensionnement existantes permet de déterminer les caractéristiques du renforcement (nature, raideurs, résistances admissible et ultime). Il est également important d'analyser le retour d'expérience afin d'améliorer les méthodes de dimensionnement. Les méthodes de dimensionnement actuelles s'appliquent à des cavités et à des terrains horizontaux.

À partir de la connaissance de l'aléa et des caractéristiques des géosynthétiques, le guide établi dans le cadre du projet REGIC fournit des recommandations pour l'utilisation de géosynthétiques en tant que système de renforcement et de surveillance au-dessus de cavités.

Tableau 6. Etapes pour le dimensionnement d'un géosynthétique – données et résultats selon la norme XP G38065

Période	Étape	Description
Avant – projet	Données de la cavité	1- Nature de la cavité : isolé ou multi cavités 2- Localisation de la cavité connue ou supposée 3- Nature des enjeux 4- Caractéristiques de la cavité à renforcer (diamètre au contact du GSY) 5- Profondeur de positionnement du géosynthétique
Dimensionnement	Données du projet	6- Déplacement maximal admissible en surface 7- Charges en surface (trafic, remblai, etc.) 8- Type et caractéristique du GSY
Calcul	Calcul et résultats	9- Calcul à la rupture (ELU) <ul style="list-style-type: none"> a. Calcul de la charge verticale sur le géosynthétique en prenant en compte les coefficients de pondération b. Déduire la résistance à la traction du géosynthétique à long terme c. Déterminer la résistance ultime en traction du géosynthétique (résistance minimum du géosynthétique avant la mise en œuvre en prenant en compte l'endommagement et le comportement du fluage et l'action du vieillissement chimique) 10- Calcul en déformation 11- Calcul de la charge verticale sur le géosynthétique <ul style="list-style-type: none"> a. Déduire le module à la traction du géosynthétique à long terme pour garantir le déplacement en surface b. Déterminer le module du produit en traction du géosynthétique en prenant en compte l'endommagement et l'action chimique

Choix du produit		12- Choix du type de géosynthétique par rapport aux résultats de calculs (8 et 9) 13- Dimensionnement des ancrages 14- Contrôles et vérification du calcul et du choix par un bureau d'étude agréé
Réalisation	Mise en œuvre (Contrôle et vérification)	15- Vérification du produit livré 16- Vérification de l'exécution 17- Installation un système de surveillance (option)
Suivi		18- Observation et mesures : a. Déformation de GSY b. Tassement en surface c. Comportement des infrastructures ou des structures 19- Circuit de décisions et gestion des interventions en cas de sinistre

8. Références

- Auray G., Garcin P. (2010). Cas d'autoroute E20 – bilan carbone et terrassement d'une autoroute sur cavités potentielles avec géotextile de renforcement. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Grenoble.
- Blivet, J. C., Khay, M., Villard, P., Gourc, J. P., & others. (2000). Experiment and design of geosynthetic reinforcement to prevent localised sinkholes. In: GeoEng2000, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering 12-24 November 2000, Melbourne, Australia, pp. 1-6.
- Blivet J-C. Garcin P., Hirschauer A., Nancey A. Villard P. (2006). Renforcement par géosynthétique sur cavités potentielles, exemple de la déviation sud-ouest de Meaux (77). 6ème Rencontres Géosynthétiques, Montpellier, pp 281-288.
- Bridle R.J. and Jenner C.G. (1997). Polymer Geogrids for Bridging Mining Voids, Geosynthetics International, Vol. 4, pp 33-50.
- Briançon L. and Villard P. (2008). Design of geosynthetic-reinforced platforms spanning localized sinkholes. Geotextiles and Geomembranes, 26 (2008) 416-428.
- British Standard, B. (2010). Standards Publication Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. ISBN, 940005429, 1-21.
- Cooper A.H., Calow R.C. (1998). Avoiding Gypsum Geohazards: Guidance for Planning and Construction. WC/98/5. British Geological Survey, Nottingham, UK.
- Delmas Ph., Villard P., Huckert A. (2015). Dimensionnement à court terme et à long terme de structure renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles : prise en compte de la sécurité. 1 10ème Rencontres Géosynthétiques, La Rochelle, pp 13-34.
- Delmas Ph., Gourc J.P. (2017). Geosynthetics in transport infrastructures, the positive input of old case histories. Cas de Trois Lucs à la Valentine : GeoAfrica 2017 Conference.
- Dubreucq F., Bruhier, Guillaud O. (2006). Une géogrille dans un parc paysager du Conseil Général du Val de Marne pour se protéger contre les fontis. Rencontres Géosynthétiques-Montpellier.
- EBGEO (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (EBGEO). German Geotechnical Society, 265p.
- Exbrayat L., Garcin P. (2006). LGV Est – Renforcement par géotextile sur cavités. Rencontres géosynthétiques. Montpellier. pp. 313-319.

- Ferdinand P. (2014). The Evolution of Optical Fiber Sensors Technologies During the 35 Last Years and Their Applications in Structure Health Monitoring. Le Cam, Vincent and Mevel, Laurent and Schoefs, Franck. EWSHM - 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, Jul 2014, Nantes, France.
- Géo-Inov (2010). Programme de R&D GEO-INOV a pour but d'initier des techniques nouvelles pour le renforcement et le drainage des sols atypiques cf. Thèse Huckert, 2014.
- Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Blivet J.C., Khay M., Imbert B., Morbois A., Delmas Ph. (1999). Expérimentation en vraie grandeur d'effondrements localisés sous remblais ferroviaires et routiers, XII Congrès Européen de Mécanique des Sols et de la Géotechnique "La Géotechnique dans les infrastructures de transport", Amsterdam, 7-9 juin 1999
- Ineris (2017). Dissolution naturelle du gypse dans le sous-sol Analyse et gestion des aléas mouvements de terrain de type affaissement et effondrement. 17-164710-03375A-Guide Ineris-Cerema.
- Ineris (2016a). Guide sur les solutions de mise en sécurité des cavités souterraines abandonnées d'origine anthropique - DRS-15-149564-02401A.
- Ineris (2016b). Guide de surveillance des cavités souterraines d'origine anthropique. DRS-16-156834-00810B.
- Ifstar, (2014). Le diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées, guide méthodologique. Ineris (2007): Collection Environment, les risques naturels. In french.
- Jaffrot S., Garcin P., Nancey A. (2009). RN 174 – renforcement par géosynthétique sur cavités. Rencontres Géosynthétiques. pp. 95-101- Nantes.
- Huckert A., Briançon L., Villard P., Garcin P., Delmas P., Auray G. (2013). Mécanismes de transfert de charges dans les remblais sur cavités renforcés par géotextiles : approches expérimentales et numériques. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2 au 6 septembre 2013, Paris, France.
- Le Moniteur (2015). Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques. N°5811 www.lemoniteur.fr.
- Le Plan National Cavités pour la prévention des risques d'effondrements de cavités souterraines. 2014-DGPR.
- Li X., Xiao S., Tang H., Peng J. (2017). A GIS-based monitoring and early warning system for cover-collapse sinkholes in karst terrane in Wuhan, China. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss., doi:10.5194/nhess-2017-22, 2017.
- Kaytech (2006). Road rehabilitation – sinkhole repair N14/P158-1 -South Africa. <https://kaytech.co.za/wp-content/uploads/2013/12/Case-Study-Reinforcement+-Rockgrid-PC-N14-Sinkhole.pdf>
- Martin R., Mathon C. (2000). Ville de Marseille (13) : Route des Trois à La Valentine – Avis sur la cartographie existante des zones instables. Rapport BRGM RC-50300-FR. 18 p.
- National Coal Board, NCB. (1975). Subsidence Engineer's Handbook, London, 111pp.
- Nancey A., Delmas Ph. (2019). Renforcement de base de remblais sur zone à risque d'effondrement – nouvelle norme XP G 38063-2, 12ème Rencontres Géosynthétiques, Nancy. pp. 233-240.
- Nichol D. (1998). Sinkholes at Glan Llyn on the A55 – North Wales Coast Road, UK. Engineering Geology (1998) 101-109.
- Riot M., Rouffiac M. et Auray G. (2013). Chantier de l'autoroute A36 : Etude de cas de renforcement par géocomposite sur zones à risques de cavités karstiques. 9èmes Rencontres Géosynthétiques. Dijon. pp. 123-129.
- Salvati R., Sasowsky IR. (2002). Development of collapse sinkholes in areas of groundwater discharge. J. of Hydro, 264:1-11.
- Thornbush MJ, (2017). Part 1: Contemporary Challenges and Current Solutions in Sinkhole Occurrence and Mitigation. J Geol Geophys 2017, 6:3.
- Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons, New York.
- Villard P., Briançon L. (2008). Design of geosynthetic-reinforcements for platforms subjected to localized sinkholes. Can. Geotech. J. 45-196-209 (2008).
- Villard P., Chareyre B. (2004). Design methods for geosynthetic anchor trenches, Can. Geotech. J. Vol. 41 N° 6, pp. 1193-1205.
- Zaghouni K. (2017). Technical Risk Management Linked to Underground Cavities: Gypsum Dissolution Phenomenon and Geotextile Reinforcement. GeoAfrica.

Normes

- NF EN 1990, Eurocode 0. Bases de calcul des structures (indice de classement P 06-100-1) avec son Annexe nationale (NF P 06-100-2).
- NF EN 1997-1, Eurocode 7. Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales. (indice de classement P 94251-1) avec son Annexe nationale NF P 94-251-1/AN.
- NF EN 1997-2, Eurocode 7. Calcul géotechnique – Partie 2 : Reconnaissance et essais géotechniques. (indice de classement P 94-251-2).
- NF EN ISO 10318, Géosynthétiques – Termes et définitions
- NF EN ISO 10319, Géotextiles – Essai de traction des bandes larges
- NF P 11 300, Exécution des terrassements – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
- NF EN ISO 13431, Géotextiles et produits apparentés – Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction.
- NF EN ISO 12957-1, Géosynthétiques - Détermination des caractéristiques de frottement - Partie 1 : essai de cisaillement direct
- NF EN 13738, Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles - Détermination de la résistance à l'arrachement du sol
- NF EN 14 475, Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Remblais renforcés.
- NF XP G38065 « Renforcement de la base de remblais » Géosynthétiques – Géotextiles et produits apparentés Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements Justification du dimensionnement et éléments de conception
- NF EN ISO 12957-1, Géosynthétiques - Détermination des caractéristiques de frottement - Partie 1 : essai de cisaillement direct
- NF EN 13738, Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles - Détermination de la résistance à l'arrachement du sol
- NF P94-261, Justification des ouvrages géotechniques – Norme d'application national de l'Eurocode 7 – fondations superficielles

VERS L'INTÉGRATION DE PLASTIQUES RECYCLÉS DANS LES GÉOSYNTHÉTIQUES

TOWARD RECYCLED PLASTICS INCORPORATION IN GEOSYNTHETICS

Arnaud PARENTY^{1,2},

1 Lavoisier Circular Transition, Vieille Chapelle France

2 UFR3S, Université de Lille, Loos, France

RÉSUMÉ – En un peu plus de 50 ans, les matériaux polymères, à la fois adaptables, légers et économiques, se sont imposés dans de nombreux secteurs. Aujourd'hui, ils sont considérés comme le symbole de la pollution humaine compte tenu de leur dissémination et de leur persistance dans l'environnement et des risques qu'ils pourraient avoir sur la biodiversité et sur la santé humaine. Se passer de l'utilisation des plastiques est très probablement impossible compte tenu de leurs qualités intrinsèques. Cependant, il est urgent de les faire rentrer dans l'économie circulaire et tous les secteurs sont progressivement concernés. Les géosynthétiques sont aujourd'hui encore plus ou moins épargnés. Néanmoins, compte tenu de leurs applications dans le milieu naturel, ceux-ci risquent d'être progressivement concernés comme c'est le cas aujourd'hui avec la création de la filière à responsabilité élargie du producteur portant sur les matériaux de construction et du bâtiment. L'objet de cette présentation est de proposer des éléments de compréhension et d'actions pour accroître l'action des géosynthétiques dans l'économie circulaire.

Mots-clés : Economie circulaire, géosynthétiques, responsabilité élargie du producteur, collecte, recyclage, intégration, plastiques recyclés.

ABSTRACT – In 50 years, polymer materials, acknowledged as adaptable, light and economical, have established themselves in many sectors. Today, they are considered as the symbol of human pollution given their dissemination and persistence in the environment and the risks they could have on biodiversity and human health. Doing without the use of plastics is probably impossible given their intrinsic qualities. However, it is urgent to integrate them into the circular economy and all sectors are progressively concerned. Until now, geosynthetics are still more or less spared. However, due their applications in natural environment, they are likely to be considered later on, as is the case today with the creation of the extended producer responsibility sector related to construction and building materials. The purpose of this presentation is to provide some key of understanding and actions to foster the geosynthetics' integration into circular economy.

Keywords: Circular economy, geosynthetics, extended producer responsibility, collection, recycling, integration, recycled plastics

1. Introduction

Durant la dernière décennie, les matériaux plastiques sont passés du rang de matériaux stars par leurs versatilités et leurs faibles coûts à celui de symbole ultime de la pollution anthropique. Si l'essentiel des regards sont aujourd'hui fixés sur l'emballage, les plastiques à usage unique dont les durées de service sont courtes, les autres secteurs utilisant ces matériaux, ne sont pas pour autant à l'abri de cette défiance. Ces matériaux (car il faut bien parler de matériaux au pluriel) doivent aujourd'hui passer à une nouvelle phase de leur développement et entrer dans une économie plus circulaire où l'essentiel de ces polymères ne sont plus éliminés en enfouissement ou en incinération. Cela suppose de relever 4 grands défis.

1.1. Défi 1 : la maîtrise de la fin de vie

Ce changement de paradigme autour des plastiques est en particulier lié à la prise de conscience de la dissémination importante de ces matériaux dans l'environnement, leur persistance et leur fragmentation en microplastiques menaçant à la fois la biodiversité (par exemple par l'ingestion de fragments plastiques par les animaux) et les hommes. Dans un article de 2015, Jambeck *et al.* estimaient à environ 8 millions de tonnes la quantité de plastiques entrant annuellement dans l'océan (Fig.1).

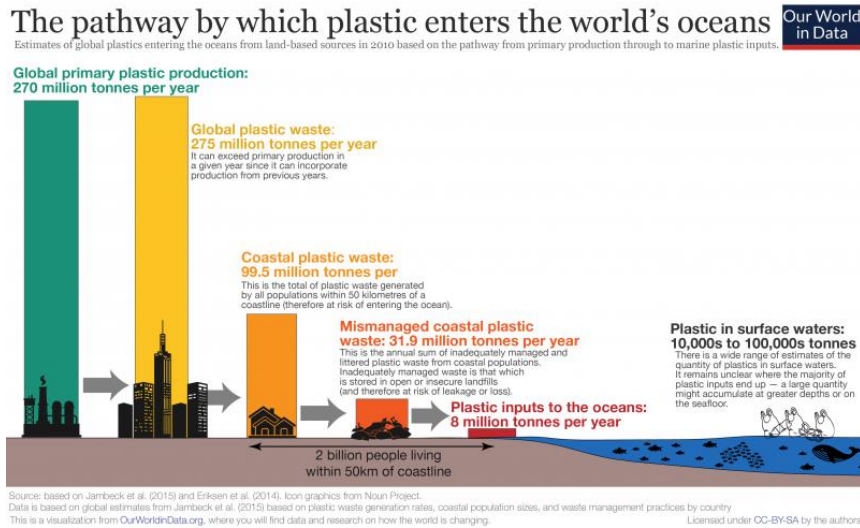
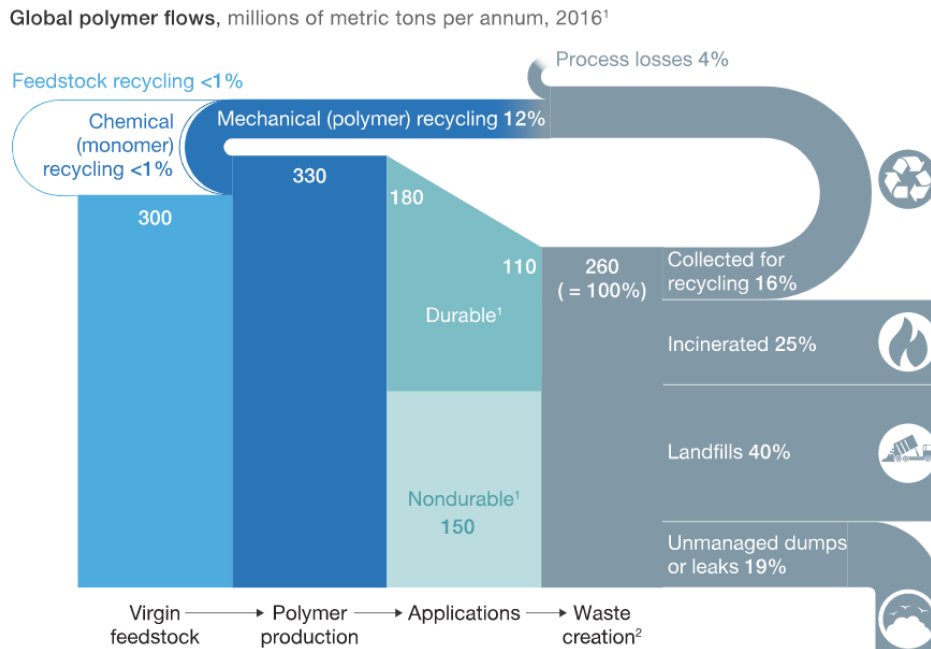


Figure 1. La voie par laquelle le plastique pénètre dans les océans du monde entier (<https://ourworldindata.org/plastic-pollution>)

Cette première estimation est à remettre en perspective avec d'autres chiffres tels que la production annuelle de plastiques et les différents modes de valorisation de ces derniers en fin de vie. Ainsi, dans une étude parue en 2018, le bureau d'étude McKinsey estimait qu'en 2016, pour une production d'environ 330Mt de plastiques et environ 260 millions qui arrivaient en fin de vie, seuls 16% des plastiques étaient collectés en vue du recyclage et 25% étaient incinérés. Le reste de ces plastiques se retrouvait alors dans des décharges pour 40% ou dans l'environnement (fuites ou décharges sauvages) pour près de 20%. Comme le montre la figure 2, une grande majorité des plastiques sont produits pour des applications de très courtes durées, ce qui n'est pas le cas des applications géosynthétiques où les durées d'application peuvent dépasser le siècle.



¹Durable applications with an average lifetime >1 year will end up as waste only in later years; nondurable applications go straight to waste.

²150 million metric tons of mixed plastic waste from nondurable applications that end up as waste in same year, plus 110 million metric tons of mixed plastic waste from production in previous years.

McKinsey&Company

Figure 2. Flux global de polymères en 2016 (<https://www.mckinsey.com/industries/chemicals/our-insights/how-plastics-waste-recycling-could-transform-the-chemical-industry>)

Ces données indiquent clairement un premier enjeu pour les plastiques qui est celui de la collecte en vue du recyclage.

1.2. Défi 2 : développer les technologies pour le recyclage des plastiques

Au-delà de la collecte, un second défi se présente pour les plastiques : celui du recyclage. Dans la réalité, ce sont d'abord des produits qui vont être recyclés et ceux-ci vont contenir notamment des plastiques mais aussi d'autres matériaux. Il est donc nécessaire de séparer les plastiques des autres matériaux puis de séparer les différents types de plastiques car ceux-ci sont en général incompatibles entre eux. Dans un certain nombre de cas, cela peut être rendu impossible car les différents plastiques sont intimement liés car collés ou mélangés sous forme d'alliages.

De plus, ces plastiques peuvent être très anciens comme le montre la figure 3. Les produits utilisés pour des applications de longue durée comme dans le BTP ne deviennent des déchets qu'après plusieurs décennies ce qui est un point fort pour l'environnement. Cependant du fait de durées de vie longues, ils peuvent contenir des additifs ou substances qui sont maintenant réglementés voire interdits (REACH, POP, RoHS...), ce qui peut freiner les possibilités de recyclage.

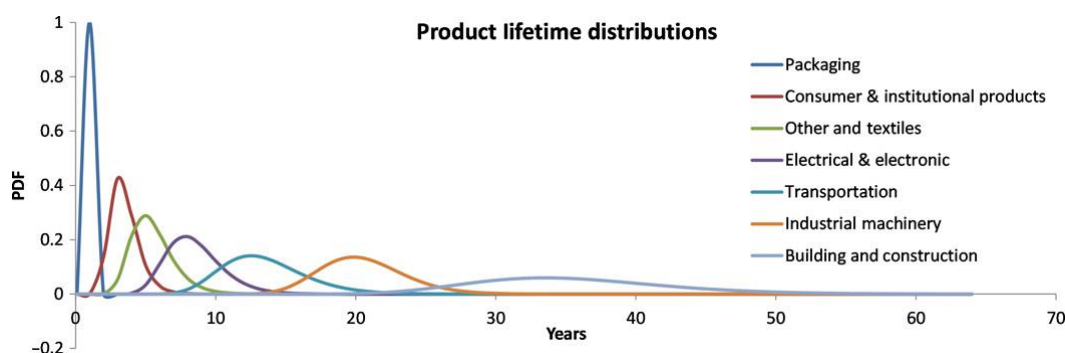


Figure 3. Distributions de la durée de vie des produits pour les huit secteurs d'utilisation industrielle, représentées par des fonctions de distribution de probabilité log-normale (Geyer et al. 2017)

Le vieillissement est aussi un facteur qui peut réduire la qualité et la valeur des polymères recyclés. Il est donc nécessaire de développer de faire progresser les technologies de recyclage pour ainsi augmenter les propriétés fonctionnelles et ainsi la valeur d'usage des plastiques recyclés.

1.3. Défi 3 : augmenter l'incorporation des plastiques recyclés

Selon les statistiques européennes, le taux d'incorporation de plastiques recyclés dans les produits était de l'ordre de 6% en 2016. La faible part de marché des plastiques recyclés peut être en partie liée aux problématiques de recyclage évoqués précédemment. Cependant, elles ne sauraient totalement l'expliquer. Celui-ci peut aussi être expliqué à la fois par certaines normes qui interdisent l'utilisation de recyclés ainsi que par le manque d'incitations (économiques ou réglementaires) pour les transformateurs et les metteurs en marché.

C'est ainsi que, depuis quelques années, de nombreuses incitations ont été mises en place. Parmi elles, il est possible de citer le dispositif ORPLAST qui a pour vocation d'inciter les transformateurs à utiliser des matières plastiques recyclées en soutenant les études de faisabilité et les investissements nécessaires. D'autres incitations d'ordre réglementaire ont aussi été mises en place un peu plus tard en Europe dans le cadre de la Stratégie Plastiques ou la directive Plastiques à usage unique (dite directive SUP) ou en France dans le cadre de la Feuille de route économie circulaire (FREC) puis de la loi anti-gaspillage et pour l'économie circulaire (loi AGEC). À cela s'ajoutent aujourd'hui d'autres incitations comme la mise en place des éco-modulations (c'est-à-dire des réductions sur les éco-contributions payées par les metteurs en marché et les distributeurs pour la gestion de la fin de vie des produits) par les éco-organismes dans le cas de filières à responsabilité élargie du producteur.

1.4. Défi 4 : éco-concevoir les produits pour optimiser leur fin de vie

Enfin, l'éco-conception et la conception en vue du recyclage doit devenir la norme. Aujourd'hui, beaucoup de produits ne sont absolument pas conçus pour être recyclés. Cet aspect engendre des pertes importantes d'efficacité au cours des étapes de recyclage (donc des inefficiences économiques)

et peut nuire fortement à la qualité des matières plastiques recyclées. Ce sujet va fortement dépendre des secteurs mais est cependant crucial comme l'indiquait la fondation Ellen Mac Arthur dans sa New Plastic Economy de 2016 (<https://ellenmacarthurfoundation.org/the-new-plastics-economy-rethinking-the-future-of-plastics>). En effet, une meilleure conception peut faire gagner de 70 à 120€ par tonne, ce qui est loin d'être négligeable pour des matériaux dont le coût peut être de l'ordre de 1000€/t à 2000€/t.

2. Applications au secteur du bâtiment et des travaux publics

Le secteur du bâtiment est le second consommateur de plastiques après les emballages selon les dernières données de Plastics Europe avec une part d'environ 20% (Fig.4).

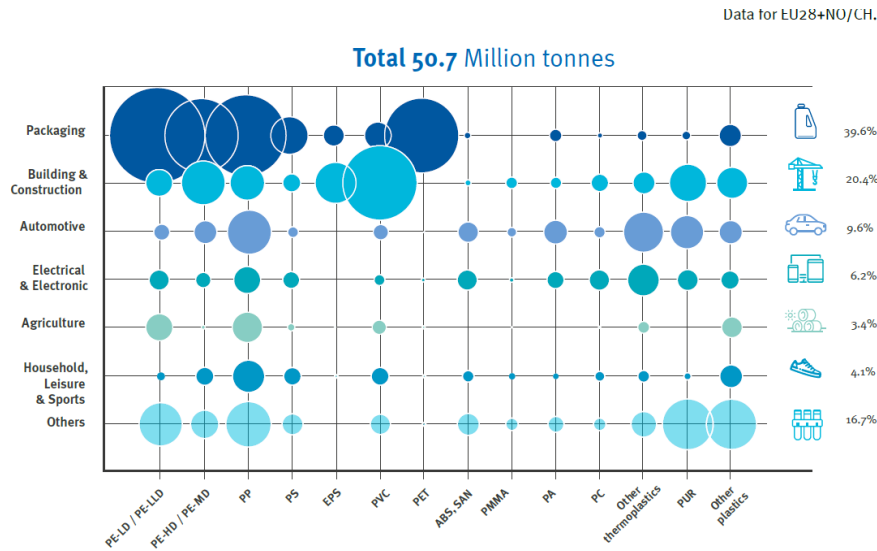


Figure 4. Demande de plastiques par segment et par type de polymère en 2019 (<https://plasticseurope.org/knowledge-hub/plastics-the-facts-2020/>)

Aujourd'hui ce secteur est aussi le 1^{er} consommateur de matières premières issues du recyclage (MPR) en Europe avec près de la moitié (46%) des 4Mt utilisés en Europe chaque année (Figure 5.).

Cependant, si le Bâtiment est aujourd'hui un exutoire naturel des plastiques recyclés, la collecte et le recyclage des plastiques issus de ce secteur ne sont pas connus pour être les plus efficaces en la matière. Ainsi dans une étude sur le secteur des produits et matériaux de construction et du bâtiment publiée en 2021, l'ADEME indiquait que sur les 200kt environs de déchets plastiques issus du bâtiment, seuls 15% sont actuellement recyclés et 8% sont incinérés (<https://librairie.ademe.fr/dechets-economie-circulaire/4573-etude-de-prefiguration-de-la-filiere-rep-produits-et-materiaux-de-construction-du-secteur-du-batiment.html>).

SOURCE: Conversio Market & Strategy GmbH

PLASTIC RECYCLATES: WHERE ARE THEY USED

In 2018, from the 5 million tonnes of plastic recyclates produced in Europe, 80% re-entered the European economy in order to manufacture new products. The rest was exported outside Europe to re-enter other regions of the world's economies.

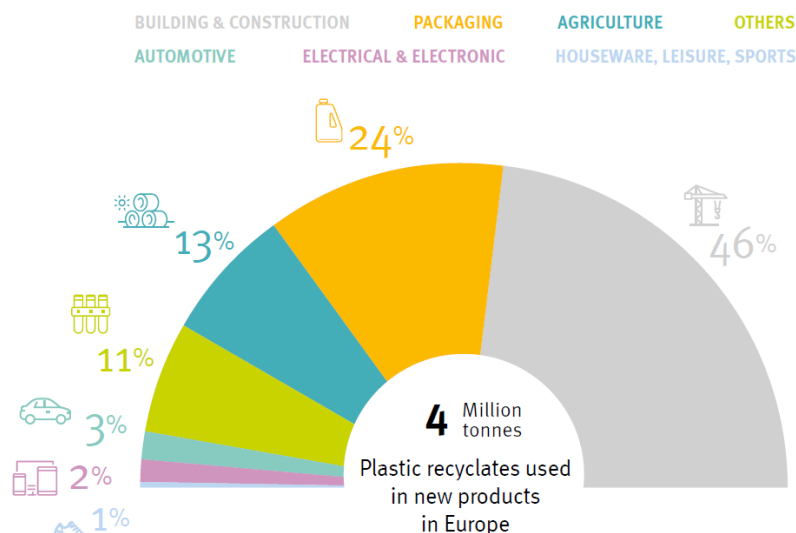


Figure 5. Secteurs d'activité où les plastiques recyclés sont utilisés (<https://plasticseurope.org/knowledge-hub/plastics-the-facts-2020/>)

2.1. Un cadre réglementaire pour les déchets du BTP qui évolue

Le cadre réglementaire s'est progressivement renforcé autour des déchets du BTP à partir de la loi pour la transition énergétique pour la croissance verte, qui a porté l'objectif de valorisation matière des déchets du BTP à 70%.

En 2020, la loi AGECE (<https://www.legifrance.gouv.fr/jorf/id/JORFTEXT000041553759/>) a ajouté un élément supplémentaire au cadre réglementaire avec la création de la filière à responsabilité élargie du producteur pour les produits et matériaux de construction et du bâtiment (dite REP PMCB). La mise en place de cette obligation pour les producteurs, qui était initialement prévue pour le 1^{er} janvier 2022, a été reportée au 1 janvier 2023. Dans ce cadre, tous les metteurs en marché seront tenus de financer la fin de vie de leurs produits à travers l'adhésion à un éco-organisme et au versement d'une écocontribution. Le périmètre de cette nouvelle filière REP est aujourd'hui limité aux bâtiments et à leurs dépendances (y compris les parkings ou les piscines) mais concerne tous les types de matériaux (bétons, bois, verre, plastiques, métaux...). Le montant des éco-contributions servira à financer les opérations de collecte et de recyclage de tous les matériaux du bâtiment en fin de vie. Aujourd'hui, 4 sociétés se sont positionnées en vue de l'agrément par l'état sur cette filière. Deux sont déjà des éco-organismes sur d'autres filières (Eco-mobilier et Valdélia). Deux autres sociétés ont été créées spécifiquement par les metteurs en marché (Ecominéro et Valobat). Les agréments doivent être annoncés d'ici la fin de l'année. Il est important de noter que les filières REP ont aujourd'hui des objectifs en matière de taux de collecte et de recyclage/valorisation. Celles-ci ont également des objectifs en matière de réemploi et de réutilisation. De plus, un certain nombre de filières mettent en place des systèmes de bonus/malus sur les écocontributions (éco-modulations dont nous avons parlé précédemment) pour soutenir les démarches d'éco-conception ou d'incorporation de plastiques recyclés. Pour en savoir plus sur cette filière, il est possible de consulter le décret d'application publié le 31 décembre 2021 (<https://www.legifrance.gouv.fr/jorf/id/JORFTEXT000044806344>).

La loi AGECE a également renforcé le diagnostic portant sur la gestion des produits, équipements, matériaux et déchets issus de la démolition ou de la rénovation significative de bâtiments (<https://www.lemoniteur.fr/article/le-nouveau-diagnostic-dechets-de-la-demolition-renovation.2165012>).

Enfin, la loi AGECE vient modifier les obligations de tri à la source des déchets par les entreprises en 5 flux pour y inclure les déchets du bâtiment (fraction minérale et plâtre). Les entreprises sont donc maintenant dans l'obligation de trier leurs déchets en 7 flux (Papiers/cartons, métaux, plastiques, verres,

bois, fraction minérale et le plâtre). À partir du 1^{er} janvier 2025, il faudra y ajouter un huitième flux avec les textiles.

2.2. Application aux géosynthétiques

Les géosynthétiques sont aujourd’hui partiellement concernés par ces mesures. Bien que ne représentant qu’une part infime des déchets du BTP, ils sont concernés à la fois par les obligations de tri 7 flux puisque les déchets d’activités économiques doivent être triés en 7 flux dont un flux plastiques.

Ils sont également en partie concernés par la REP PMCB. En effet, les géosynthétiques peuvent être utilisés pour les aménagements du bâtiment (comme les parkings, piscines et autres aménagements paysagers). Dès lors qu’ils se retrouvent dans ces aménagements, ils vont devoir contribuer à leur recyclage.

Au-delà des aspects réglementaires actuels, il apparaît essentiel pour la filière d’anticiper les évolutions et les risques inhérents. Pour la REP actuelle, le périmètre actuel de la filière n’est pas figé et de nombreuses filières REP ont vu leur périmètre évoluer avec le temps. C’est par exemple le cas dans la filière ameublement qui a débuté uniquement sur le mobilier, pour s’étendre également aux produits d’assises et de couches (coussins, édredons, couettes...) puis depuis peu aux produits de décoration depuis le 1^{er} janvier 2022. Compte tenu des inquiétudes et des tendances actuelles autour des matériaux plastiques, il apparaît essentiel de se préparer à la fois sur le volet « collecte » des géosynthétiques mais aussi sur le volet « incorporation » de polymères recyclés.

L’incorporation de polymères recyclés dans les géosynthétiques n’est aujourd’hui que peu développée. Les contraintes à cette intégration sont essentiellement d’ordre fonctionnel (propriétés mécaniques, durabilité...), d’ordre réglementaire (car les normes bloquent l’utilisation de matériaux recyclés pour des applications supérieures à 5 ans). Plusieurs autres freins sont souvent mis en avant tels que la qualité des MPR, les difficultés et la pérennité des approvisionnements ainsi que des freins psychologiques et opérationnels notamment concernant la gestion de ce type de projets. Si certains de ces freins sont tout à fait compréhensibles, le monde du recyclage a beaucoup évolué ces dernières années et de nouvelles possibilités s’ouvrent aujourd’hui.

3. Les évolutions du recyclage

La perception des citoyens, l’évolution du cadre réglementaire en France et partout dans le monde et le développement technologique ont largement fait évoluer le monde du recyclage des matériaux polymères.

Pour une bonne compréhension de la question du recyclage des matières polymères, il est essentiel d’avoir une vision transversale de l’écosystème ou chaque étape va avoir un impact important.

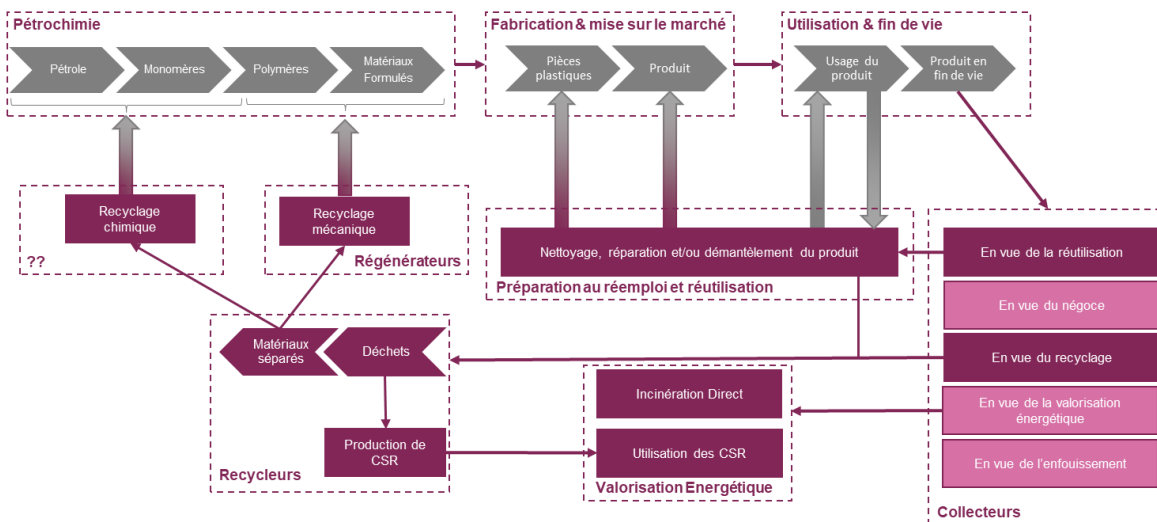


Figure 6. Schéma de synthèse de la chaîne de valeur des polymères synthétiques (schéma personnel)

3.1. La collecte

Tout d'abord, la structuration des filières de collecte a permis depuis plusieurs années d'améliorer la quantité des produits en fin de vie collectés en vue du recyclage. Cette évolution a également permis de faire progresser la qualité des flux par un meilleur tri à la source.

Ces filières de recyclage sont aujourd'hui organisées autour des filières REP. Celles-ci ont toutes des objectifs de collecte et de recyclage. Chaque filière a également des matières plastiques majoritaires. Dans la filière de l'emballage, les polymères majoritaires sont le PET, le PEHD, le PEBD, le PP et le PS. Pour les équipements électriques et électroniques, les résines majoritaires sont le PP, l'ABS et l'HIPS. Enfin pour les plastiques agricoles, on retrouvera essentiellement des polyoléfines (PP, PEHD et PEBD).

Au-delà de la question des polymères, ces filières permettent également de gérer des problématiques comme la question du contact alimentaire ou de la présence de substances chimiques réglementées. À titre d'exemple, séparer les déchets d'équipements électriques et électroniques des autres flux de déchets plastiques comme les emballages permet d'éviter la contamination de ces dernières par des substances réglementées et toxiques comme les retardateurs de flamme bromés.

3.2. Le tri


Depuis un peu plus d'une dizaine d'années, les technologies de tri ont fortement évolué avec le développement des machines de tri optique (UV-visible, NIR voire RX) et de tri électrostatique. Ces nouveaux types d'équipements permettent l'obtention de flux de polymères nettement plus homogènes et des taux de pureté de polymères plus importants. Ces flux peuvent ensuite être envoyés en régénération.

3.3. Recyclage mécanique versus recyclage chimique

La différence entre recyclage mécanique et recyclage chimique est définie par la norme ISO 15270. Le recyclage mécanique est un traitement des déchets plastiques qui n'altère pas la structure chimique du polymère. À l'opposé, le recyclage chimique est défini comme la conversion en monomère ou en nouvelles matières premières par modification de la structure chimique du polymère par cracking, gazéification ou dépolymérisation.

3.3.1 Recyclage mécanique

Les technologies de recyclage mécanique ont aussi beaucoup évolué ces 10 dernières années. En premier lieu par le développement des technologies d'extrudeuses bi-vis qui permettent une meilleure homogénéisation des polymères. Les techniques de filtration à chaud ainsi que celles de dégazage ont aussi nettement progressé. Enfin les chimistes ont fait progresser les compatibilisants. La complémentarité de ces technologies permet l'obtention de MPR de meilleure qualité. L'un des atouts des polymères issus du recyclage mécanique résulte dans leurs impacts environnementaux. Dans une étude mise à jour en 2019 (fig. 7), le syndicat des régénérateurs de plastiques (SRP) a montré que les impacts environnementaux des différentes résines recyclées mécaniquement sont bien inférieurs aux résines vierges (à l'exception de quelques critères ponctuels).








	 PET	 PEHD	 PVC	 PEBD	 PP	
	Réduction des impacts environnementaux Recyclés vs Vierges					
Résine	R-PET	R-PEHD	R-PVC	R-PEBD agri	R-PEBD	R-PP
Forme	Granulés	Granulés	Granulés	Granulés	Granulés	Granulés
Réchauffement climatique	-70%	-75%	-94%	-76%	-89%	-88%
Appauvrissement de la couche d'ozone	-99%	69%	-94%	-6%	-71%	54%
Acidification des sol et de l'eau	-66%	-56%	-87%	-39%	-84%	-81%
Potentiel d'eutrophisation	-7%	-19%	-77%	32%	-61%	-59%
Formation d'ozone photochimique	-74%	-86%	-97%	-94%	-98%	-89%

Figure 7. Évaluation des impacts environnementaux des polymères recyclés par rapport aux polymères vierges (<http://www.srp-recyclage-plastiques.org/images/icv-mpr/2019-avril/SRP-ICV-MPR-Comparaison-Kg-vs-Kg-Mars2019.pdf>)

3.3.2. Recyclage chimique

Jusqu'à présent, l'essentiel des polymères sont recyclés mécaniquement. Le développement du recyclage chimique, ces dernières années, grâce notamment aux incitations réglementaires autour de l'emballage, ouvre aussi de nouvelles perspectives et de nouvelles opportunités.

Le recyclage chimique va conduire à la dépolymérisation des polymères. Les monomères obtenus peuvent alors être purifiés puis repolymérisés pour conduire à des résines plastiques dont les propriétés sont identiques aux matériaux vierges.

3.3.2. Comparaison des deux types de recyclage

Pour commencer, les deux types de recyclage nécessitent tout d'abord des opérations de tri. Néanmoins, pour obtenir des propriétés fonctionnelles correctes, le recyclage mécanique nécessite souvent un tri plus poussé. À cela, il faut également ajouter le fait que les recyclés mécaniquement sont souvent des mélanges de grade de polymères et vont par conséquent avoir des propriétés fonctionnelles différentes des polymères vierges.

De leur côté, les technologies de recyclage chimique sont beaucoup plus tolérantes aux impuretés et le traitement de mélange de polymères est tout à fait possible. Cependant, l'utilisation de flux de résines en mélange va impacter le rendement (voire également la qualité des produits) et par conséquent la rentabilité de ces opérations.

Au niveau économique, les recyclés mécaniques sont souvent moins onéreux que le vierge alors que les recyclés chimiques à l'inverse sont aujourd'hui plus chers que le vierge car l'offre reste actuellement faible.

Enfin l'impact environnemental est nettement plus élevé pour les technologies de recyclage chimique que pour le recyclage mécanique. En effet, le recyclage chimique est souvent plus énergivore, peut nécessiter l'utilisation de solvants et enfin des étapes de purification, polymérisation et formulation que les recyclés mécaniques n'ont pas (Tableau 1).

Tableau 1. Différences entre recyclages chimique et mécanique

	Recyclage Mécanique	Recyclage chimique
Nécessité du tri	Bonne pureté de la matière attendue pour des propriétés mécaniques meilleures	Possibilité de traiter des mélanges
Qualité du recyclé	Propriétés fonctionnelles différentes du vierge	Quasiment identique au plastique vierge
Coût de traitement	Souvent moins coûteux que le vierge	Souvent plus coûteux que le vierge
Impacts environnementaux	Impacts environnementaux réduits	Impacts environnementaux plus importants

4. Applications aux géosynthétiques

Les géosynthétiques sont pour la grande majorité fabriqués en PP, PVC, PET et PEHD. Ces 4 types de résines peuvent aujourd'hui être trouvés en recyclés que ce soit mécaniques ou chimiques. Le choix entre ces deux types de recyclés va donc dépendre essentiellement de plusieurs facteurs :

- les propriétés fonctionnelles attendues (Propriétés mécaniques, durabilité),
- le coût matière,
- la disponibilité de la résine,
- la facilité de mise en œuvre.

Au premier abord, il apparaît évident pour les fabricants de se tourner vers les polymères recyclés chimiquement puisque leurs propriétés chimiques sont identiques aux vierges. Cependant, la disponibilité de ces résines recyclées et le prix de ces résines sont clairement des freins. Elles sont donc probablement à réserver pour les applications les plus exigeantes, comme par exemple celles où des durabilités élevées sont requises.

Néanmoins les résines recyclées mécaniquement peuvent aussi trouver des applications dans les géosynthétiques, compte tenu des progrès qui ont été réalisés en termes de qualité et de leur compétitivité économique. De plus, il n'est pas obligatoire de vouloir passer tout de suite à une substitution totale de la résine vierge originale par une résine recyclée. Il est souvent conseillé

d'augmenter progressivement le taux d'incorporation et de sélectionner les produits les plus susceptibles de pouvoir en intégrer. Ainsi, Olivier Gabut, aujourd'hui responsable des matières issues de l'économie circulaire au sein du groupe LEGRAND, expliquait la démarche de son groupe pour intégrer des plastiques issus du recyclage mécanique et insistait sur le caractère progressif de la démarche, sur le choix des produits candidats à l'intégration et sur le choix des matières (<https://www.youtube.com/watch?v=JKVtHdLsPEI>).

La filière d'origine (emballages, véhicule hors d'usage (VHU), Déchets d'équipements électriques et électroniques (DEEE), Agrofourniture, bâtiment...) conditionne la disponibilité des résines. À titre d'exemple, le rPET (PET recyclé) est actuellement disponible uniquement dans la filière emballages. De même pour le rPVC qui sera essentiellement disponible dans le secteur du bâtiment pour l'instant alors que les polyoléfinés comme le PEHD vont pouvoir être sourcés dans l'emballage ménager, l'agrofourniture ainsi que dans des filières plus généralistes comme les déchets industriels banaux (DIB) et le PP, dans les filières emballages ménagers, DEEE, VHU, agrofournitures, et également DIB.

Le choix de la filière d'origine, lorsqu'elles sont multiples, conditionnent souvent les propriétés chimiques, physico-chimiques et mécaniques de la résine recyclée. Les grades et les formulations peuvent être assez différents d'un secteur à l'autre. Également, comme nous l'avons vu précédemment, la question de la durée de vie des produits qui vont être recyclés va impacter les propriétés fonctionnelles des polymères recyclés. Des secteurs comme l'emballage ou l'agrofourniture ont des durées de vie assez courtes limitant la dégradation des chaînes polymères. Ces gisements sont donc probablement plus appropriés pour des applications plus exigeantes comme les géosynthétiques si les grades des polymères correspondent à ceux des géosynthétiques.

Les produits de l'agrofourniture sont en ce sens particulièrement intéressants au regard de ce qui a été dit précédemment. Cette filière portée par ADIVALOR, gère la collecte et le traitement des plastiques agricoles allant des emballages vides de produits phytosanitaires aux films de paillage ou d'enrubannage en passant par les ficelles et filets à ballot de paille. Chaque catégorie de produits est séparée à la source chez l'agriculteur et recyclée dans des flux différenciés. La qualité du recyclé est donc relativement homogène et bien contrôlée. De plus, la durée de vie de ces produits est assez courte et donc les polymères sont peu dégradés. Il en résulte une qualité de ces matières recyclées assez intéressante et stable pour des applications plutôt exigeantes, notamment en termes de propriétés mécaniques et de durabilité comme c'est le cas pour les géosynthétiques.

5. Conclusion

Les résines plastiques sont aujourd'hui particulièrement scrutées à la fois par les citoyens et par les pouvoirs publics. Les faire entrer dans l'économie circulaire est un enjeu clé pour ces matériaux. Tous les secteurs utilisant des matériaux polymères sont actuellement concernés, notamment au premier rang les produits à courte durée de vie comme les emballages mais également les autres produits à plus longue durée de vie comme les équipements électriques et électroniques, les véhicules hors d'usage. Jusque là épargnés, les produits et matériaux de construction et du bâtiment sont aujourd'hui concernés par des obligations en matière de collecte en fin de vie en France.

Les produits géosynthétiques sont aujourd'hui plutôt épargnés par ces obligations financières liées à la gestion de leur fin de vie. Néanmoins, ce type d'obligations se rapproche et devient d'autant plus stratégique. En effet, il est important de souligner que ces produits peuvent rester dans l'environnement pendant des décennies ce qui pourrait conduire à une fragmentation en microplastiques à très long terme et ainsi contribuer à leur dissémination supplémentaire dans l'environnement. Si des obligations ne sont pas encore à l'ordre du jour, il apparaît très probable que celles-ci se fassent un jour si la tendance actuelle se poursuit.

Faire rentrer les géosynthétiques dans la filière du recyclage requiert certes des opérations de collecte en fin de vie mais aussi des initiatives en vue d'intégrer des polymères issus de recyclage. Le cadre réglementaire et normatif restreint aujourd'hui fortement l'utilisation des polymères recyclés dans les géosynthétiques. Malgré ces restrictions, il est d'ores et déjà possible d'intégrer des polymères recyclés dans les géosynthétiques grâce au recyclage mécanique et au recyclage chimique. La fabrication de géosynthétiques à base de polymères recyclés mécaniquement nécessitera des adaptations et études permettant de valider les performances des produits. Le recyclage chimique quant à lui permet d'obtenir des résines identiques aux matières vierges et donc de s'affranchir des contraintes en matière de recyclés. Compte tenu de la demande très importante de l'emballage et de l'offre actuellement encore peu développée car ces technologies ne sont pas encore tout à fait matures, ces

sources de recyclés restent particulièrement onéreuses et donc à réserver plutôt aux applications à très haute valeur ajoutée.

Néanmoins, ces normes seront certainement amenées à évoluer dans les prochaines années pour tenir compte des progrès faits par le recyclage mécanique. Il sera alors intéressant de se positionner sur les matières plastiques recyclées mécaniquement dont le prix et l'impact environnemental resteront certainement inférieurs au recyclage chimique. Pour mener avec succès ces projets utilisant des recyclés mécaniques, il y a plusieurs facteurs clé de succès comme l'expliquait Olivier Gabut responsable des matières issues de l'économie circulaire au sein du groupe LEGRAND dans sa vidéo.

6. Références bibliographiques

Geyer R., Jambeck J.R., Lavender Law K. (2017). Production, use, and fate of all plastics ever made. *Science Advances* 3 (7) DOI: 10.1126/sciadv.1700782

PROTECTION CONTRE LES RISQUES NATURELS ET ANTHROPIQUES

UTILISATION D'UN GÉOSYNTHÉTIQUE À DOUBLE RAIDEUR POUR LE RENFORCEMENT DES REMBLAIS COHÉSIFS SUR CAVITÉS

USE OF DOUBLE STIFFNESS GEOSYNTHETICS FOR THE REINFORCEMENT OF COHESIVE LANDFILLS ON CAVITIES

Maria DELLI CARPINI¹, Fabrice EMERIAULT¹, Pascal VILLARD¹, Mathilde RIOT², Laurent BRIANCON³, Philippe DELMAS⁴, Marwan AL HEIB⁵.

¹ Univ, Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR,¹, 38000 Grenoble, France.

² AFITEXINOV, 38110 Saint Didier de la Tour, France.

³ INSA Lyon, Laboratoire GEOMAS, 69621 Villeurbanne, France.

⁴ Expert géotechnicien, 75000 Paris, France.

⁵ INERIS, 54042 Nancy, France.

RÉSUMÉ – Les résultats d'une campagne expérimentale de renforcement de remblais en sol cohésif de faible épaisseur dans le cas d'effondrement de cavités sont présentés dans cette communication. Il s'agit en particulier de tester l'efficacité d'un nouveau type de géosynthétique à double raideur. Un modèle numérique couplé DEM-FEM d'un sol renforcé par un géosynthétique est validé sur la base de ces résultats et permet une meilleure compréhension des phénomènes d'interaction sol-géosynthétique mobilisés lors de l'effondrement. Des comparaisons entre les résultats numériques et expérimentaux obtenus avec les deux types de renfort (mono-raideur et bi-raideur inversée) permettent de souligner l'intérêt du produit innovant développé.

Mots-clés : Renforcement, géosynthétique, cohésif, cavité, DEM.

ABSTRACT – The results of an experimental campaign of reinforcement of thin cohesive soil embankments in the case of cavity collapse are presented in this paper. In particular, the aim is to test the effectiveness of a new type of double stiffness geosynthetic. A coupled DEM-FEM numerical model is validated based on these results and allows a better understanding of the soil-geosynthetic interaction phenomena mobilized during the collapse. Comparisons between the numerical and experimental results obtained with the two types of reinforcement (mono-stiffness and inverted bi-stiffness) make it possible to underline the interest of the innovative product developed.

Keywords: Reinforcement, geosynthetic, cohesive, cavity, DEM.

1. Introduction

Une cavité, naturelle ou anthropique, représente un risque de mouvement de terrain potentiel majeur, préjudiciable à la sécurité des infrastructures et des personnes concernées. Elle peut à tout moment déboucher en surface et conduire à des désordres importants. Ce risque n'est pas lié seulement à la présence de la cavité dans le sol mais également à l'absence de connaissance sur sa localisation, sa taille ou sur sa profondeur car les techniques de reconnaissance actuelles sont parfois inadaptées ou manquent d'efficacité.

Pour tenter de limiter les risques liés à un effondrement du remblai, une solution de renforcement des remblais au-dessus d'une cavité par des nappes géosynthétiques est généralement adoptée car elle présente des avantages techniques et économiques, en particulier par rapport aux solutions d'ouvrages en béton. Lors de l'effondrement du sol de surface, le renforcement géosynthétique est capable, en se déformant, de transférer la charge verticale liée au poids du sol effondré et des surcharges vers les bords de la cavité, en limitant les déflexions de surface à des valeurs acceptables.

À ce jour, de nombreux travaux expérimentaux comme le projet RAFAEL (Villard et al., 2002), le projet Geolnov (Huckert, 2015) et les études numériques (Le Hello, 2007 ; Potts, 2007 ; Villard et., 2009 ; Pham et., 2018) ont permis d'appréhender les mécanismes de transfert de charge qui se développent au sein des plateformes granulaires renforcées notamment lorsque le comportement en traction du renforcement géosynthétique est supposé élastique linéaire et caractérisé par une seule raideur. C'est notamment ce qui est pris en compte dans les normes (XP G38-06-4) et méthodes de dimensionnement actuelles.

En revanche, les connaissances sur le mécanisme de transfert de charge pour les sols cohésifs sont encore limitées. En s'appuyant sur des expérimentations en vraie grandeur, une formulation analytique de dimensionnement a été proposée pour les sols cohésifs par Huckert (2015) et a été validée par Hassoun (2019) par une campagne expérimentale sur un dispositif de laboratoire à la petite échelle.

Pour combler les lacunes existantes et compléter les connaissances actuelles sur le comportement des remblais renforcés, une campagne expérimentale a été conduite dans le cadre du projet de recherche REGIC (*Renforcement d'un Géosynthétique Intelligent au-dessus des Cavités*). L'objectif est de tester des solutions de renforcement innovantes dans le cas spécifique du renforcement d'une couche de sol cohésif. Ce procédé de renforcement novateur, breveté par l'entreprise Afiteixinov sous la dénomination de géosynthétique « bi-module inversé », assure à la nappe de renforcement deux raideurs en traction qui s'activent l'une après l'autre, la première étant plus faible que la seconde (contrairement au « bi-module » pour lequel la première est plus élevée que la seconde) Associé à un dispositif d'alerte adapté, ce nouveau type de renforcement « bi-module inversé » permet de détecter le début d'une rupture de la couche de sol (grâce à la première raideur plus faible du géosynthétique) tout en garantissant le même niveau de sécurité qu'un géosynthétique avec une seule raideur (grâce à la deuxième raideur plus importante après le seuil de déformation nécessaire à la détection des mouvements liés à la cavité).

Les expérimentations réalisées ont permis d'analyser le comportement des remblais renforcés lors de l'ouverture de la cavité à 1 et 2 m de diamètre, puis lors de la phase de chargement jusqu'à l'effondrement de la couche de sol sur le renfort géosynthétique.

Pour analyser le comportement d'interaction de la nappe géosynthétique (mono-raideur ou bi-raideur inversée) avec le sol cohésif, lors de l'ouverture de la cavité, l'effondrement du sol sur la nappe, et la phase de chargement, une étude numérique, complémentaire aux expérimentations, utilisant un modèle numérique couplé DEM-FEM a été menée. Ce modèle numérique a été éprouvé et validé dans le cas d'un renforcement classique (Delli Carpini *et al.*, 2020).

Le but de cet article est de mettre en évidence, grâce à l'étude numérique, l'intérêt et les spécificités de la nouvelle technologie du « bi-module inversé » et de la comparer à la solution classique du géosynthétique mono-raideur.

2. La campagne expérimentale

Les expérimentations ont été réalisées sur le site de la Tour-du-Pin dans le cadre du projet de recherche REGIC. La campagne expérimentale a consisté en la réalisation de 3 planches d'essais pour lesquelles des remblais de 0,5 ou 0,75 m d'épaisseur ont été mis en œuvre. Pour chaque planche d'essais, trois ouvertures de cavité ont été testées avec une ouverture de 1 m puis 2 m de diamètre et lorsque le remblai n'a pas atteint la rupture sous son poids propre, un chargement jusqu'à l'effondrement a été appliqué.

2.1. Les matériaux

Deux sols cohérents ont été utilisés pour la réalisation des planches d'essais : un sable chaulé à 1% de chaux et un sol limoneux. Ce dernier est un sol naturel très hétérogène qui présente de très gros éléments rendant les résultats difficilement interprétables. Seuls les essais réalisés sur le sable chaulé seront présentés ici.

Le sable chaulé a été caractérisé par deux campagnes expérimentales : la première pour permettre la conception et le dimensionnement de la campagne expérimentale, la deuxième, effectuée sur les matériaux prélevés sur site au moment de la réalisation des essais d'ouverture des cavités, pour compléter la caractérisation et pour servir de base à l'identification des paramètres de la modélisation numérique.

Les essais préliminaires de compactage Proctor ont montré que l'optimum Proctor Normal est obtenu pour les conditions suivantes : une teneur eau optimale $w_{OPN} = 16,72\%$ et une densité sèche optimale γ_{d_OPN} de $16,32 \text{ kN/m}^3$. Des essais de flexion (quatre points), effectués sur des échantillons compactés dans les conditions de l'optimum Proctor, ont permis de mesurer la résistance en traction, paramètre principalement mis en jeu dans le phénomène d'effondrement de sol au-dessus d'une cavité. La résistance en traction après 28 jours de cure dans des conditions de cure de laboratoire varie de 35 à 62 kPa. Le pré-dimensionnement de l'expérimentation avec ces valeurs débouche, après 28 jours de cure, sur une cavité stable pour 2 m de diamètre et dont la rupture peut être obtenue avec une charge raisonnable de l'ordre de quelques tonnes.

Conformément à la norme NF P 94-074 et afin de compléter la caractérisation de ce matériau qui se trouve en condition non saturée et est sollicité de manière rapide, trois essais triaxiaux Non Consolidés – Non Drainés (essais UU) ainsi que des essais de flexion ont été réalisés sur un matériau non saturé, en suivant la même procédure que pour les essais préliminaires. Les résultats en termes de densité sèche γ_d , teneur en eau w , cohésion c_{uu} , angle de frottement ϕ_{uu} et résistance en traction σ_t sont reportés dans le Tableau 1. Ces caractéristiques seront à prendre en compte pour la rétro-analyse numérique des essais à l'échelle réelle.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du sable chaulé issues d'essais triaxiaux UU et d'essais de flexion 4 points.

	γ_d (kN/m ³)	w (%)	c_{uu} (kPa)	ϕ_{uu} (°)	σ_t (kPa)
Sable chaulé	15	16-18	18,93	34,9	~15

Deux cavités ont été ouvertes pour chacune des deux planches réalisées avec le sable chaulé : la cavité N°1 concerne une nappe de renforcement à comportement bi-raideur inversée, la cavité N°2 a été ouverte sous une nappe de renforcement conventionnelle (mono-raideur). Le géosynthétique mono-raideur est composé de câblés de PVA ayant une résistance à la rupture $T = 165$ kN/m et une raideur $J_{sp} = 2395$ kN/m dans la direction X (production), le support non tissé amène une raideur faible dans la direction perpendiculaire Y (estimée à 30 kN/m). Le géosynthétique à bi-raideur inversée se compose de câblés de PVA ayant une résistance à la rupture de 45 kN/m dans le sens trame et une résistance à la rupture de 131 kN/m dans le sens de production. À partir d'essais de traction normalisés réalisés sur ce produit, on a déterminé que, dans la direction du renforcement, le géosynthétique à bi-raideur inversée a une raideur initiale $J_{sp_1} = 750$ kN/m jusqu'à une valeur de déformation seuil $\varepsilon_T = 1,5\%$ (valeur de déformation qui permet la détection des mouvements liés à la cavité et qui reste bien supérieure aux déformations minimales qui peuvent être détectées par fibre optique), et au-delà une deuxième raideur $J_{sp_2} = 2500$ kN/m jusqu'à la rupture (Figure 1). Un ancrage par simple recouvrement de la nappe par le remblai permet la mise en tension de la nappe au-dessus de la cavité.

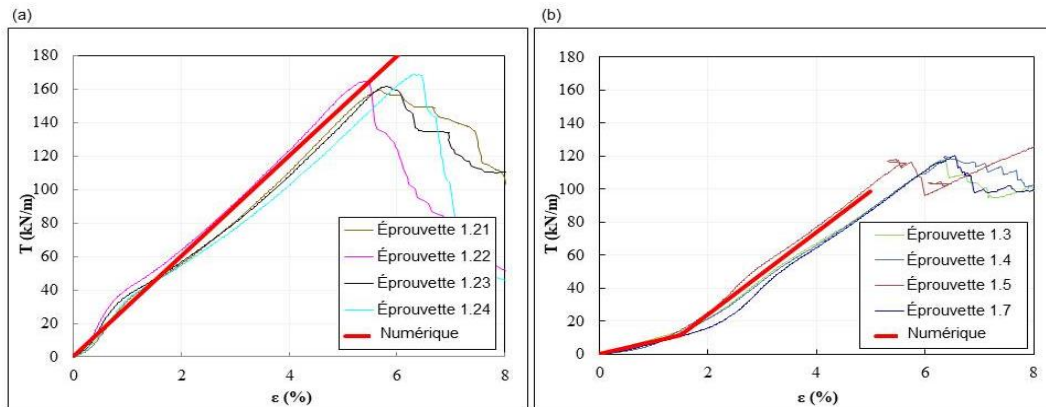


Figure 1. Courbe effort-déformation des essais de traction effectués sur les nappes géosynthétiques mono-raideur (a) et bi-raideur inversée (b). Comparaison avec la modélisation numérique.

2.2. Instrumentations et mesures

Pour ce type d'expérimentation, différents mécanismes de génération de vides ont été utilisés pour des sols granulaires. Une des techniques les plus utilisées est la vidange de matériaux de remplissage de la cavité. Par exemple Bridle and Jenner (1997) ont adopté la vidange par aspiration de sable, alors que dans le projet RAFAEL (Villard et al., 2002) des billes d'argile ont été utilisées. Une autre alternative est de mettre en œuvre des coussins gonflables ou des chambres à air (Huckert, 2015).

Dans le cas présent, la cavité a été remplie de gravier roulé lavé. Un dispositif de trappe a été adopté pour la vidange. Comme le montre la Figure 2. Le dispositif d'ouverture de la cavité est installé dans une buse en béton fixée sur une plaque de base. Il est constitué d'une chambre située en position basse de 0,6 m de hauteur et d'une chambre supérieure de 0,4 m de hauteur. Un dispositif de trappe entre les deux chambres permet de vidanger les granulats de la chambre supérieure vers la chambre inférieure et ainsi de créer une cavité sous le géosynthétique. Afin d'obtenir une ouverture progressive, un cylindre

intérieur a aussi été disposé dans la chambre supérieure (en violet sur la Figure 2). Il permet d'obtenir une première cavité de 1 m de diamètre lors de l'ouverture de la trappe centrale (en vert sur la Figure 2). Le cylindre tombe dans la chambre inférieure lors de l'ouverture des quatre trappes extérieures (trappes en rouge sur la Figure 2) pour créer ensuite une cavité de 2 m de diamètre.

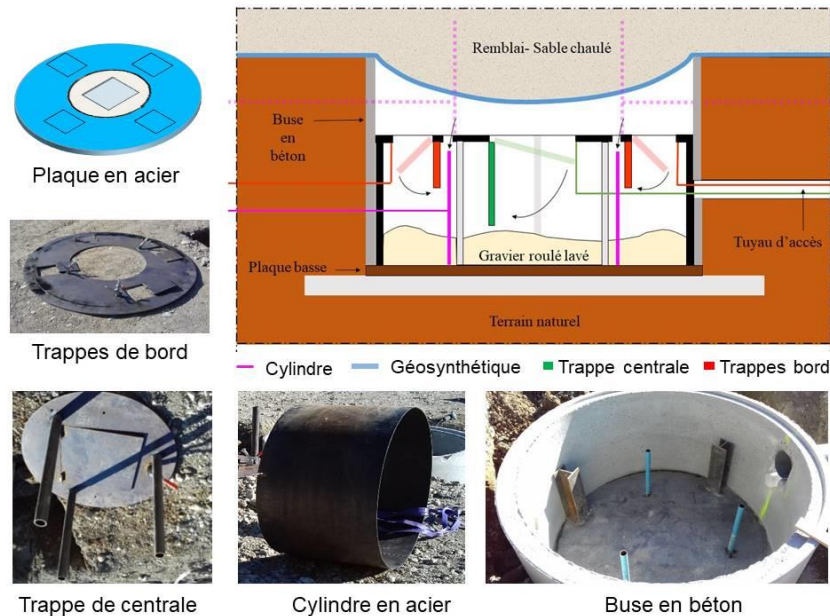


Figure 2. Dispositif d'ouverture des cavités successivement à 1 m et 2 m de diamètre utilisé dans la campagne expérimentale de la Tour du Pin.

Après l'installation du dispositif d'ouverture, les buses ont été remplies de gravier roulé lavé, des cellules de pression totale (CPT) ont été installées sur le sol en bordure du dispositif d'ouverture de cavité pour mesurer la répartition de charge sur le sol, puis la nappe géosynthétique a été mise en place.

Afin de mesurer leurs déformations, les nappes géosynthétiques ont été équipées avec des capteurs à fibres optiques à rétrodiffusion Brillouin (FibrisTerre) pour la planche N°1 et à rétrodiffusion Rayleigh (Luna) pour les planches N°1 et N°2. Les deux technologies permettent une mesure répartie de la déformation sur la longueur de la fibre optique.

Après la mise en place du sol cohésif et avant l'ouverture de la cavité, le compactage du remblai est contrôlé à l'aide d'un pénétromètre dynamique léger qui a permis de conclure que le compactage n'est pas homogène sur la profondeur de remblaiement $H = 0,50$ m. En effet, la couche de surface de $0,10$ m est apparue plus dense que le reste du remblai et ceci pour les deux planches.

Après l'ouverture des cavités, le remblai a été surchargé à l'aide de plaques d'acier de 80 kg chacune, disposées sur un cube en acier de $0,5$ m de côté et d'un poids de 38 kg.

Le tassement en surface du remblai $d_{s,v,max}$, la déflexion $d_{n,v}$ et la déformation ε en différentes sections des nappes géosynthétiques (Tableau 2) ont été mesurés après l'ouverture de la cavité (colonne référencée I dans le Tableau 2) et l'effondrement du sol (colonne référencée E dans le Tableau 2). Les contraintes transmises à la base du remblai ont également été mesurées, elles seront présentées lors de la comparaison avec les résultats numériques.

Le nombre d'heures écoulées entre l'ouverture de la cavité de 2 m de diamètre et le moment de la mesure est précisé dans le Tableau 2 (valeurs données entre parenthèses dans la colonne correspondant aux tassements de surface du remblai $d_{sv,max}$).

Les déformations obtenues avec les techniques à rétrodiffusion Brillouin et Rayleigh sont présentées dans le. Elles sont référencées par B pour Brillouin et R pour Rayleigh (valeurs données entre parenthèses dans la colonne correspondant aux déformations).

Tableau 2. Synthèse des mesures à l'ouverture (I) de la cavité de 2 m de diamètre et au moment de l'effondrement (E). Remblai de hauteur 0,5 m avec du sable chaulé (Cavité N°1 et N°2 pour les Planches N°1 et N°2).

Numéro Planche	Numéro Plot/cavité	F (kN) (E)	d _{s,v,max} (mm)		d _{n,v} (mm)		ε (%)	
			I	E	I	E	I	E
1	1 (bi-raideur inversée)	4,30	16 (48h)	-			0,91 (B) 0,70 (R)	1,96 (B) -
	2 (mono-raideur)		6 (48h)	-			0,13 (B) 0,14 (R)	1,46 (B)
2	1 (bi-raideur inversée)	-	197 (48h)	-	175	175	-	-
	2 (mono-raideur)	12,14	12 (1 mois)	-			- 0,16 (R)	- 0,57 (R)

À noter que, pour des raisons pratiques, les géotextiles mono-raideur et bi-raideur inversée de l'expérimentation n'ont pas été dimensionnés pour obtenir le même tassement final : l'objectif était seulement de comparer les comportements respectifs des deux géotextiles lors du chargement. Il n'y donc pas lieu de comparer quantitativement les mesures entre elles. Par contre, il est parfaitement justifié de comparer pour chacun des produits les résultats expérimentaux et ceux de la modélisation numérique qui fait l'objet du paragraphe suivant.

3. Description du modèle numérique de base

La modélisation numérique s'est appuyée sur l'utilisation du code de calcul SDEC (Donzé, 1997) couplant la Méthode des Éléments Discrets (DEM) pour modéliser le sol et la méthode des Éléments Finis (FEM) pour représenter la nappe de renforcement de manière simultanée. La DEM considère un ensemble de particules interagissant aux points de contact, ce qui permet de décrire le comportement des sols sous de grandes déformations (cisaillement, foisonnement ou rotation globale) et leurs ruptures par blocs, tels que celles observées pour les sols cohésifs lors de l'effondrement de la couche de sol sur la nappe. La nappe géosynthétique est modélisée par un ensemble d'éléments plans déformables associés les uns aux autres et qui interagissent avec les particules du sol au niveau des points de contact. La géométrie et les caractéristiques principales du modèle numérique sont données sur la Figure 3.

- Le remblai est constitué par 100 000 sphères de différents diamètres mises en place dans un volume de 6 m x 6 m x 0,5 m, correspondant à un quart du modèle par raison de symétrie. La largeur de 6 m a été retenue car les conditions limites ont alors un impact minimum sur le comportement du remblai au voisinage de la cavité.
- Une nappe géosynthétique de faible épaisseur est positionnée au-dessous du remblai. Elle est modélisée par 3721 éléments finis à 3 nœuds de forme triangulaire et de 2 cm d'épaisseur qui sont assemblés entre eux pour former une nappe continue. Les éléments de la nappe interagissent avec les particules du sol granulaire par des forces de contact définies au point de contact. Dans le cas présent, deux directions de fibres de caractéristiques mécaniques différentes sont considérées (sens production et sens trame). Le comportement du système de fibres s'obtient par superposition des comportements obtenus dans chaque direction de fibres (hypothèse de non glissement entre les fibres). Les fibres sont sollicitées uniquement en traction (pas de rigidité des fibres en compression ni en flexion) de sorte que les forces de contact sont orientées dans la direction des fibres après les déformations ou les grands déplacements.
- Le sol support, situé sous la nappe, est constitué de 14 400 sphères ayant un diamètre de 0,05 m. Certaines sphères du support sont déplacées vers le bas à une vitesse constante pour créer le vide sous le remblai et simuler l'ouverture de la cavité.
- Une procédure de chargement est appliquée après l'ouverture de la cavité par une dalle rigide constituée de deux couches de sphères ayant un diamètre de 0,025 m. Après la mise en contact de la dalle avec la surface du remblai, l'essai de chargement proprement dit, commence. Une charge répartie uniforme est appliquée progressivement sur la dalle jusqu'à la rupture du sol de remblai.

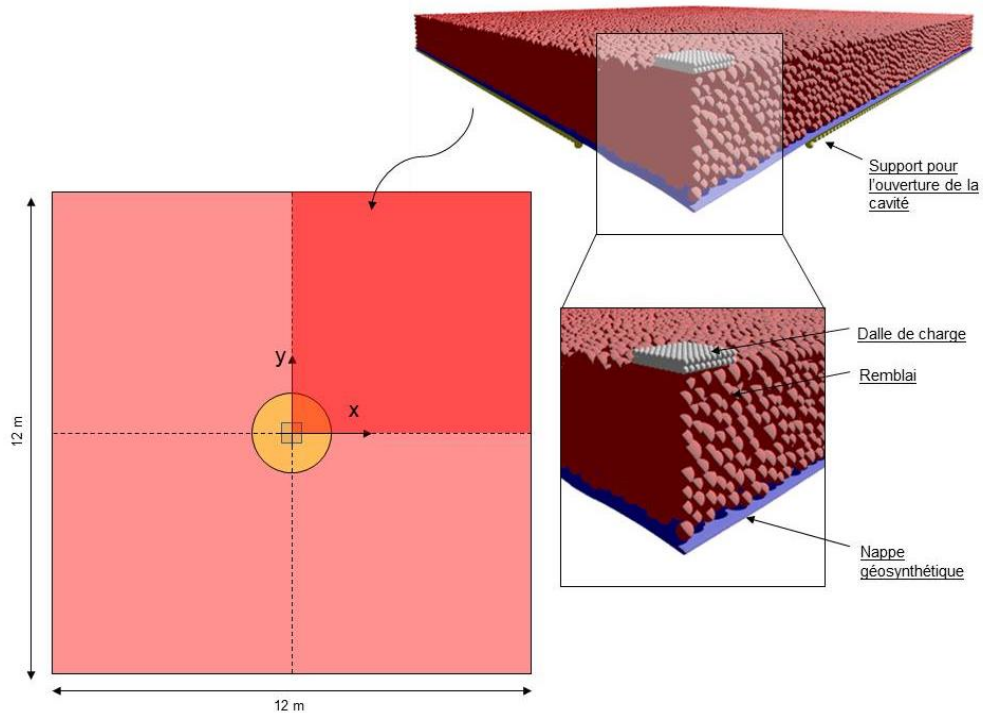


Figure 3. Géométrie du modèle numérique.

Pour représenter le sol cohésif, les particules du sol sont liées entre elles à leurs points de contact par des liens cohésifs (adhérence normale et tangentielle). Les efforts entre particules sont définis en fonction de leurs interpénétrations respectives dans les directions normales et tangentielles au contact (équations 1 et 2) et soumis à un critère de type Mohr-Coulomb.

$$F_i^n = K^n U^n < A_{int} T_n \quad (1)$$

$$F_{max}^s = c * A_{int} + F_i^n * \tan \phi_{int} \quad (2)$$

où F_i^n est la composante normale de la force d'interaction entre deux sphères, U^n est le déplacement normal relatif entre les sphères, K^n représente la raideur normale résultante, A_{int} est la surface moyenne sur laquelle l'interaction s'exerce (égale à πR^2 avec R le plus petit rayon des sphères en contact). F_{max}^s est la valeur maximale de la composante tangentielle de la force d'interaction F_i^s entre deux sphères, T_n et c représentent respectivement les adhésions microscopiques respectivement normales et tangentielles, ϕ_{int} est l'angle de frottement microscopique du contact entre particules. Les micro-paramètres de contact qui permettent de restituer le comportement macroscopique du matériau granulaire cohésif (cohésion de 18,93 kPa, angle de frottement interne de 34,9 degrés et résistance à la traction de 15 kPa, tel qu'identifié par les essais triaxiaux UU et les essais de flexion) sont : $c = T_n = 60$ kPa et $\phi_{int} = 40^\circ$.

Pour le géosynthétique, les valeurs des paramètres numériques retenues sont déduites des raideurs moyennes obtenues lors des essais de traction. La Figure 1 montre la bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et la modélisation numérique des essais de traction effectués dans le sens production sur la nappe géosynthétique mono-raideur (a) et le géosynthétique bi-raideur inversé (b). Une raideur en traction dans le sens perpendiculaire de 30 kN/m a été prise en compte pour les deux produits.

En l'absence de résultats expérimentaux d'essai de frottement, un angle de frottement de 30° a été utilisé pour caractériser numériquement l'interface sol/géosynthétique sur la base de la relation usuelle définie par l'équation 3.

$$\tan(\varphi_{sol/gsy}) = 0,8 * \tan(\varphi_{sol}) \quad (3)$$

4. Résultats des comparaisons avec les mesures expérimentales

Une comparaison avec l'ensemble des résultats expérimentaux disponibles pour le remblai constitué de sable chaulé de $H = 0,5$ m est utilisée pour tester la validité du modèle numérique (géosynthétique mono-raideur et géosynthétique bi-raideur inversé).

Une première analyse concerne le comportement du remblai lors de l'essai de chargement (courbe force appliquée avec le déplacement maximal de la nappe – Figure 4). Une fois que la cavité a été ouverte jusqu'à 2 mètres de diamètre, la couche de sol est chargée jusqu'à la rupture. Plusieurs phases principales sont à mettre en évidence : l'ouverture de la cavité (point *I*), rupture de la couche de sol (point *R*), l'effondrement et la stabilisation du bloc cohésif sur la nappe (point *E*), la déformation de la nappe lors du chargement.

A l'ouverture de la cavité, la nappe sollicitée sous son poids propre subit un léger déplacement de l'ordre de 22 mm pour les deux types de renforcement. Pour le modèle numérique, la couche de sol cohésif s'effondre pour une force de chargement de 16 kN pour le renforcement mono-raideur et une force de chargement de 16,7 kN pour le renforcement bi-raideur. Les valeurs numériques obtenues pour les deux types de renforcement sont supérieures à la force de rupture obtenue à partir des essais sur site : $F = 4,30$ kN pour la planche 1 et 12,14 kN pour la planche 2. La différence entre les valeurs peut être attribuée aux incertitudes sur les caractéristiques mécaniques expérimentales réelles du remblai, liées au compactage non homogène en profondeur de la couche du sol pour les deux planches.

Quand la rupture de la couche du sol est atteinte, les nappes de renforcement (mono-raideur et bi-raideur) présentent des valeurs de déplacement maximales de $d_{n,v} = 248$ mm. Ce résultat est sensiblement supérieur à celui enregistré expérimentalement sur la cavité N°1, planche N°2 (175 mm, cf. Tab. 2) ce qui paraît logique puisque la force de rupture appliquée pour rompre la couche de sol cohésif est plus importante dans les simulations numériques.

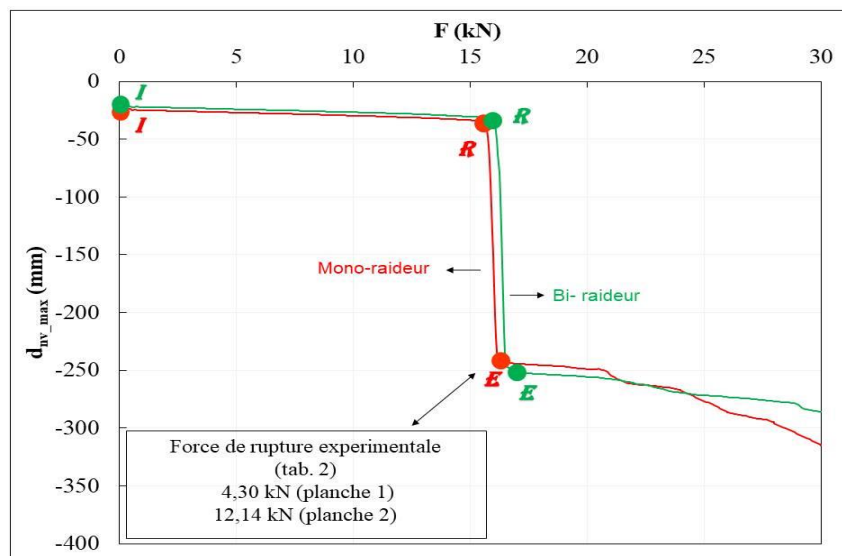


Figure 4. Évolution du déplacement vertical de la nappe au centre de la cavité avec la force de chargement. Comparaison des modèles avec géosynthétique mono-raideur (courbe rouge) et bi-raideur inversé (courbe verte).

L'analyse de la forme du bloc effondré et de la déformation de la nappe géosynthétique sont des éléments importants qui permettent d'évaluer la pertinence du modèle numérique.

La Figure 5 présente la comparaison de la forme du bloc effondré observé sur site et numériquement (déplacement vertical des sphères du remblai). Ces résultats montrent clairement qu'un seul bloc se détache de la couche du sol et tombe sur la nappe géosynthétique.

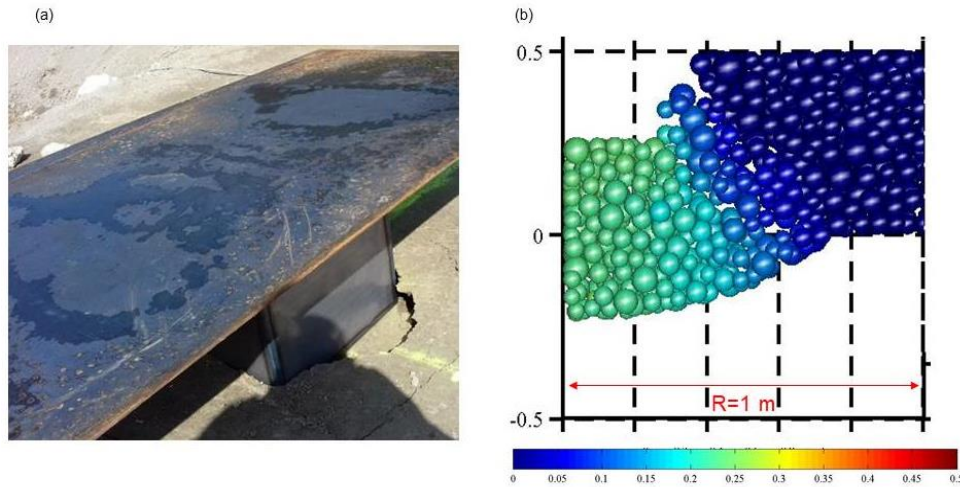


Figure 5. Comparaison de la forme du bloc de sol effondré observé sur site (a) avec le résultat numérique de l'essai expérimental avec le géosynthétique mono-raideur. (b).

La Figure 6 montre la déformation de la nappe géosynthétique sur toute la longueur du modèle ($X = 12$ m) pour les trois situations présentées sur la Figure 4 (ouverture de la cavité (point I), rupture de la couche de sol (point R), effondrement et stabilisation du bloc cohésif sur la nappe (point E)) et pour les deux types de renforcement. La comparaison montre notamment que le géosynthétique bi-raideur subit une déformation maximale plus grande que le mono-raideur mais qu'il est moins sollicité dans les zones d'ancrage du fait de sa faible raideur initiale. Les valeurs de déformation numérique enregistrées à l'ouverture (I) restent inférieures aux valeurs expérimentales maximales qui ont été enregistrées (Tableau 2). En revanche, les résultats obtenus à l'effondrement de la couche de sol sont très comparables aux mesures expérimentales. Pour le renforcement mono-raideur, la valeur maximale numérique de déformation $\varepsilon = 1,5\%$ est proche de la valeur expérimentale $\varepsilon = 1,46\%$. De même pour le renforcement bi-raideur, la valeur numérique de déformation ($\varepsilon = 2,07\%$) est comparable à la valeur expérimentale ($\varepsilon = 1,96\%$).

Le modèle numérique permet de bien mettre en évidence le comportement différent des deux types de renforcement, notamment dans la zone d'ancrage, qui conduit à des valeurs de déformation plus importantes au centre de la cavité pour la nappe bi-raideur et ce bien que des déplacements verticaux similaires soient obtenus pour les deux produits ($d_{n,v} = 250$ mm environ). Dans la phase de chargement, après effondrement du sol sur la nappe, le géosynthétique bi-raideur conduit à des déplacements de la nappe plus faibles. Ce résultat confirme que le renforcement bi-raideur remplit sa fonction : les grandes déformations initiales permettent d'activer le signal d'alerte transmis par les fibres optiques insérées dans le produit alors que la forte raideur mobilisée ultérieurement permet d'assurer des déflexions globales de la nappe et des tassements de surface équivalents en intensité.

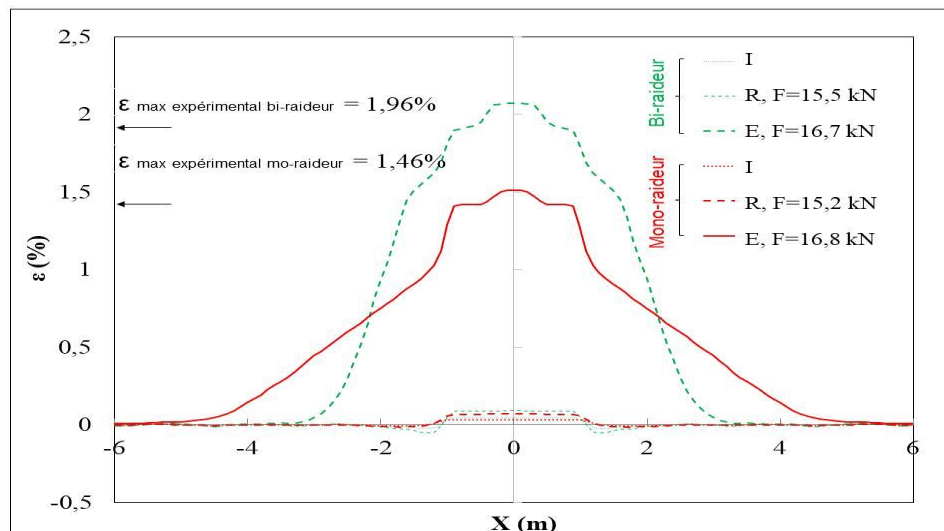


Figure 6. Déformation de la nappe géosynthétique pour les trois situations I, R et E. Comparaison du modèle mono-raideur (courbe rouge) et celui bi-raideur (courbe verte).

Un autre élément de validation des résultats numériques avec les mesures expérimentales est offert par l'analyse des contraintes verticales. La Figure 7 montre la distribution de la contrainte verticale exercée sur la nappe géosynthétique pour un quart de modèle à l'ouverture de la cavité (histogramme de couleur plus claire) et à l'effondrement de la couche du sol (histogramme de couleur foncée), pour la nappe mono-raideur (a) et pour la nappe bi-raideur (b). Les valeurs numériques sont comparées avec les mesures expérimentales obtenues par les capteurs de pression installés sous le remblai compacté. La valeur de la contrainte mesurée à l'effondrement pour le mono-raideur (13,44 kPa) et pour le bi-raideur (10,94 kPa) est très similaire aux résultats numériques (11,48 kPa pour le mono-raideur et 10,15 kPa pour le bi-raideur) même si certains problèmes techniques liés à l'installation des capteurs sous le sol compacté rendent les mesures expérimentales très incertaines. L'intérêt du modèle numérique est qu'il permet une analyse plus approfondie que les simples mesures expérimentales ponctuelles. Comme on peut le voir sur la Figure 7, les valeurs de contraintes calculées pour les deux cas de renforcement sont sensiblement différentes à l'effondrement de la couche du sol (contraintes plus élevées au centre de la cavité dans le cas du bi-raideur). Ce phénomène est probablement lié à des modes de distribution des forces sur la nappe qui sont influencés par le comportement de la nappe dans les ancrages. Malgré cela, le report de charge global vers le bord de la nappe reste comparable : 36,4% dans le cas du mono-raideur et 39,1% dans le cas du bi-raideur.

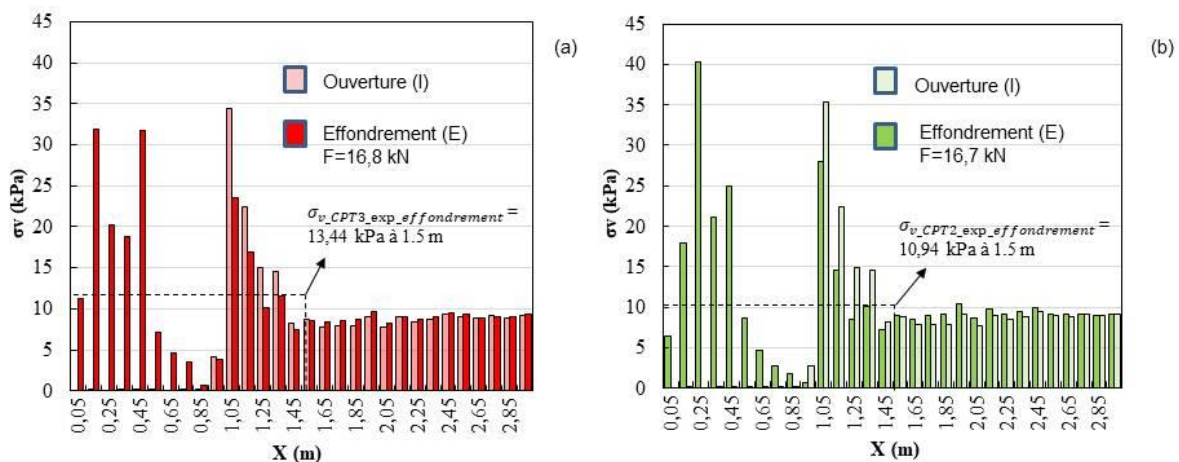


Figure 7. Contrainte verticale sur la nappe géosynthétique pour les situations I et E. Comparaison du modèle mono-raideur (a) et celui bi-raideur (b) sur une longueur d'ancrage de 3 mètres.

5. Conclusions

La présence d'une cavité dans le sous-sol représente un risque d'effondrement du sol sus-jacent. Une solution préventive de renforcement du sol par nappe géosynthétique peut limiter ce risque. Dans ce contexte, différents produits géosynthétiques de renforcement (géosynthétique mono-raideur ou bi-raideur) associés à des remblais cohésifs ont été testés dans le cadre du projet REGIC. Le géosynthétique bi-raideur instrumenté permet dans un premier temps d'activer le système d'alerte basé sur des mesures de déformation des fibres optiques installées sur la nappe dès qu'un mouvement perceptible du sol peut être enregistré. La deuxième raideur, plus importante que la première, permet de contenir les déformations et limiter les déplacements de la nappe et du sol de surface.

Malgré les limitations inhérentes aux expérimentations ainsi qu'au modèle numérique utilisé, on peut conclure que qualitativement le modèle numérique représente correctement le comportement des remblais cohésifs renforcés (géosynthétique conventionnel, mono-raideur et géosynthétique bi-raideur). La différence entre les deux types de renforcement mise en évidence lors de la campagne expérimentale est également confirmée par les résultats numériques à savoir des valeurs de déformation plus importantes au centre de la cavité pour la nappe bi-raideur malgré des déplacements verticaux similaires pour les deux produits. Comme attendu, les grandes déformations initiales permettent d'activer le signal d'alerte alors que la forte raideur mobilisée ultérieurement permet de limiter lors du chargement les tassements de surface.

Sur la base des observations faites, le modèle numérique semble pertinent et donc pourra être utilisé pour des études paramétriques (influence de la hauteur de la couche de sol, la géométrie et la taille de

la plaque de chargement voire sur le modèle de sol). On peut penser que ces travaux déboucheront sur une amélioration des méthodes de dimensionnement existantes.

6. Remerciements

Les partenaires du projet REGIC, Afitexinov, le laboratoire 3SR et l'Inéris tiennent à remercier le Pôle de Compétitivité Techtera pour sa labellisation et l'Ademe pour son financement dans le cadre de l'appel à projets PIA « Route du futur », Les auteurs tiennent en outre à remercier tous les collaborateurs qui ont participé à la réalisation de la campagne expérimentale sur le site de la Tour du Pin.

7. Références bibliographiques

- Bridle R. J., Jenner C. G. (1997). Polymer geogrids for bridging mining voids. *Geosynthetics International*. ICE Publishing, 4(1), pp. 33–50.
- Delli Carpini M., Emeriault F., Briançon L., Villard P., Mengue E., Leguernevel G. (2020). Étude du comportement des remblais cohésifs renforcés par géosynthétique. *Journées Nationales de Géotechnique de l'Ingénieur*, pp. 1–8.
- Donzé F. V. (1997). Spherical Discrete Element Code. *Discrete E. Université du Québec à Montréal*.
- Hassoun M. (2019). *Modélisation physique du renforcement par géosynthétique des remblais granulaires et cohésifs sur cavités*. Thèse de Doctorat. Communauté Université Grenoble Alpes.
- Huckert A. (2015). *Approche expérimentale du dimensionnement d'une couche de sol traité renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles*. Thèse de Doctorat. Université Grenoble Alpes.
- Le Hello B. (2007). *Embankment on piles reinforced by geosynthetic sheet - true scale experimental study and numerical analysis*. Thèse de Doctorat. Université Joseph-Fourier - Grenoble I.
- Pham M. T., Briançon L., Dias D., Abdelkader A. (2018). Investigation of load transfer mechanisms in granular platforms reinforced by geosynthetics above cavities. *Geotextiles and Geomembranes*. Elsevier, 46(5), pp. 611–624.
- Potts V. (2007). *Geosynthetic reinforced fill as a load transfer platform to bridge voids*. University of London.
- Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G. (2009). Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic. *Computers and Geotechnics*, 36(5), pp. 709–717.
- 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, *Rev. Fr. Geotech.*, (99), pp. 23–34.

SYSTÈME D'AUSCULTATION ET D'ALERTE PAR UN GÉOSYNTHÉTIQUE BI-RAIDEUR POUR LE RENFORCEMENT DE SOLS COHÉSIFS SUR CAVITÉS

AUSCULTATION AND WARNING SYSTEM OF COHESIVE SOILS OVER CAVITIES BY THE USE OF DOUBLE-STIFFNESS GEOSYNTHETIC REINFORCEMENT

Mathilde RIOT¹, Thomas MONNET¹, Cyrille BALLAND², Marwan AL HEIB², Philippe DELMAS³, Fabrice EMERIAULT⁴, Pascal VILLARD⁴, Laurent BRIANCON⁵

¹ AFITEXINOV, 28300 Champhol, France.

² INERIS, 54042 Nancy, France.

³ Expert géotechnicien, 75000 Paris, France.

⁴ Univ, Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble, France.

⁵ INSA Lyon, Laboratoire GEOMAS, 69621 Villeurbanne, France.

RÉSUMÉ – L'utilisation de géosynthétiques de renforcement pour prévenir les effondrements localisés sur cavités est aujourd'hui relativement courante. La communication présente une solution de surveillance développée dans le cadre du projet de recherche REGIC (REnforcement par Géosynthétique Intelligent sur Cavités naturelles ou anthropiques). Celle-ci est basée sur un géosynthétique instrumenté bi-raideur innovant et son système d'acquisition autonome intégré, spécialement conçu pour l'utilisation par un non spécialiste. Adaptée à la réduction et la gestion du risque d'effondrement localisé, elle permet la détection précoce du développement du phénomène d'effondrement.

Mots-clés : Auscultation, alerte, renforcement, géosynthétique, cohésif, cavité.

ABSTRACT – The use of reinforcement geosynthetics to prevent localized collapses over cavities is now relatively common. The communication presents a monitoring solution which has been developed as part of the REGIC research project (Reinforcement using Intelligent Geosynthetic over Natural or Anthropogenic Cavities). It is based on an innovative double-stiffness instrumented geosynthetic and its integrated autonomous acquisition system, specially designed for use by non-specialist. It is adapted to the mitigation and management of the risk of localized collapse and allows the early detection of the development of the phenomenon of collapse.

Keywords: Auscultation, alert, reinforcement, geosynthetic, cohesive, cavity.

1. Introduction

L'utilisation de nappes géosynthétiques de renforcement pour prévenir les effondrements dans les zones à risque de cavités, localisées ou non, est aujourd'hui relativement courante. De nombreuses études expérimentales et numériques ont permis de comprendre le comportement de ces structures renforcées ainsi que celui des géosynthétiques ; on peut citer par exemple les projets Rafael (Villard et al. 2002) ou Geolnov (Delmas et al., 2015). L'ensemble de ces études a permis, entre autres, la publication de la norme française sur la conception et le dimensionnement du renforcement par géosynthétiques de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements (XP G38065, 2020) dans le cas des remblais en sol pulvérulent.

Récemment le projet de recherche sur le Renforcement par Géosynthétique Intelligent sur Cavités naturelles ou anthropiques a abordé l'utilisation de sols cohérents en remblai renforcé par géosynthétiques au-dessus de cavités (Delli Carpini et al., 2021). D'autre part, il a permis la conception et le développement d'un système de suivi spécifique au renforcement par géosynthétiques au-dessus de cavités.

Ce dernier est constitué d'un module de détection, d'auscultation et d'alerte spécifique associé à un géosynthétique de conception innovante permettant de détecter et de mesurer les déformations dues à l'évolution de cavités souterraines. Ce système complet qui intègre à la fois les capteurs, le géosynthétique et le système de suivi sera dénommé dans la suite système de « géo-auscultation » ; en détectant de très faibles déformations, il permet une surveillance assurant une détection précoce de l'effondrement. Il peut ensuite assurer le suivi de l'ouvrage qui peut se prolonger jusqu'à la fin de la durée de service, tout en maintenant un haut degré de sécurité de la structure.

2. Contexte et bases de la conception du système d'auscultation et d'alerte sur cavités

2.1. Dégradations liées aux cavités et emploi de géosynthétiques

La conception d'un système opérationnel d'auscultation et d'alerte associé au renforcement par géosynthétique des zones à risque de cavités naturelles ou anthropiques, doit prendre en compte les différentes possibilités d'évolution des cavités. En effet, les cavités naturelles et/ou anthropiques évoluent avec le temps et se dégradent en fonction de conditions intrinsèques au massif et de facteurs extérieurs.

Les vides souterrains peuvent ainsi s'effondrer progressivement ou brutalement en fonction de la configuration du vide et de la nature du sol sus-jacent. Ils produisent différents mouvements de terrain plus ou moins prévisibles en surface qui endommagent les structures situées dans la zone de mouvement. On peut distinguer principalement (Al Heib et al. 2021) :

- les affaissements, dépression continue du sol au-dessus de la cavité qui entraîne une déformation progressive des terrains sans rupture franche ; l'extension et l'amplitude de la cuvette sont liées aux dimensions de la cavité, à sa profondeur et à la qualité de foisonnement des terrains du recouvrement ; l'extension des affaissements peut atteindre plusieurs dizaines de mètres, voire plus, pour des amplitudes qui peuvent devenir métriques ;
- les effondrements localisés ou fontis qui s'observent à la suite de la rupture du massif au-dessus d'une cavité naturelle ou anthropique située à faible profondeur (généralement à moins de 50 m) ; la taille et la forme de ces derniers varient suivant la configuration; ainsi par exemple, les auteurs montrent que pour des carrières de gypse et calcaire grossier de la région parisienne, près de 90% des cavités ont un diamètre inférieur à 5 m.

Le renforcement par géosynthétique est une solution reconnue pour traiter les effondrements localisés (fontis) de petit diamètre inférieur à 4 m et exceptionnellement 5 m que ce soit pour des cavités naturelles ou anthropiques. En revanche, dans le cas de risque d'affaissement de plus grand diamètre, l'emploi d'un géosynthétique de renfort ne peut être motivé compte tenu des très faibles déformations engendrées sur le géosynthétique, et donc de la très faible mobilisation d'effort possible dans ce dernier. Cependant, l'utilisation d'un géosynthétique instrumenté associé au système de surveillance adéquat peut s'avérer une solution intéressante pour détecter, voire surveiller une remontée de la cavité qui engendre l'affaissement.

2.2. Comportement des ouvrages renforcés par géosynthétiques sur cavités

Le principe de fonctionnement d'une structure renforcée par géosynthétique lors de la remontée d'une cavité au niveau du terrain naturel puis lorsque la cavité s'ouvre sous le géosynthétique, a été présentée dans la norme XP G38065 ; on peut ainsi décrire le phasage dans le temps des efforts dans le géosynthétique et celui des déplacements de la structure. Suivant le même principe, il est possible d'analyser le fonctionnement de la même structure dans le temps, en intégrant l'évolution des déformations en vue de faciliter la conception d'un système de détection, d'auscultation et d'alerte lié au géosynthétique.

Par souci de simplification dans la suite de ce paragraphe, on considèrera les mêmes hypothèses que dans la norme (sol de remblai pulvérulent et foisonnant, cavité cylindrique, ouverture de la cavité au niveau du terrain naturel progressive dans le temps).

A titre d'exemple une hypothèse simplifiée de l'évolution de la cavité a été prise en compte : remontée puis ouverture progressive. Cette démarche vise uniquement à montrer comment il est possible de définir les paramètres nécessaires à la conception du système de détection, d'auscultation et d'alerte lié au géosynthétique. On supposera que les hypothèses de dimensionnement sont vérifiées jusqu'à la fin de durée de service de l'ouvrage et que le dimensionnement du renforcement est correct. En revanche pour l'exercice, on supposera que l'utilisation de l'ouvrage est poursuivie au-delà de la durée de service et que pendant cette prolongation on assiste à une reprise de l'ouverture de la cavité. Plusieurs périodes de temps sont distinguées : la période (I) correspond à la phase de mise en place du géosynthétique sur le terrain naturel et à la construction d'un remblai ; pendant la période (II) la cavité remonte progressivement en surface et un affaissement se produit ; la période (III) correspond à l'ouverture de la cavité jusqu'à la dimension nominale au niveau du géosynthétique, soit la plage de mesure de déformation du géosynthétique ; en période (IV) la cavité qui a atteint son diamètre nominal

reste inchangée jusqu'à la fin de la durée de service de l'ouvrage avant une reprise de l'ouverture progressive (période V).

La figure 1 montre un exemple d'évolution possible de la déformation horizontale maximale du sol au niveau du TN lors de la remontée de la cavité, supposée linéaire dans le temps. L'estimation de cette évolution de la déformation a été réalisée à partir de valeurs obtenues par la méthode empirique de NCB (Al Heib et al. 2021) qui prend en compte la profondeur de la cavité (P), l'affaissement maximal du sol au niveau du TN (pris ici égal au maximum à 1 cm) et d'un coefficient empirique k , fonction de la nature du terrain de recouvrement, pris ici égal à 1 (hypothèse majorante).

L'absence de glissement entre le géosynthétique et le sol est hypothèse réaliste compte tenu des faibles niveaux de déformation observés. Il est alors possible de préciser l'ordre de grandeur de la déformation minimale à mesurer pour permettre la détection précoce de la présence d'une cavité. Cela fournit un critère important pour la conception adéquate du géosynthétique instrumenté. On notera l'absence de tassement en surface de remblai sur toute cette période qui empêche toute détection de la cavité à partir d'une mesure de surface.

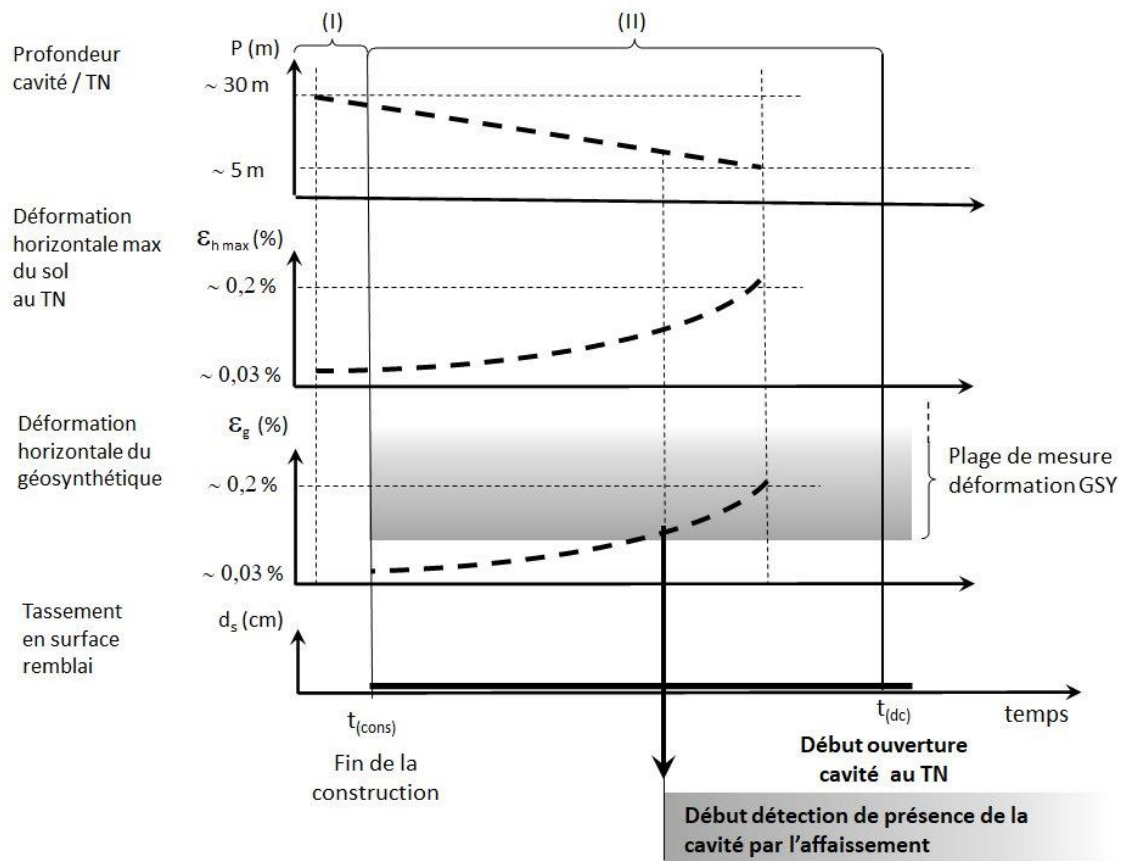


Figure 1. Schéma de principe de l'évolution des déformations horizontales (sol & géosynthétique) et du tassement de surface du remblai lors de la remontée de cavité avant son ouverture au niveau du TN.

La figure 2 montre la suite de l'évolution des déformations et des déplacements lorsque la cavité est remontée au niveau du géosynthétique et s'ouvre progressivement jusqu'à l'ouverture nominale prévue dans le dimensionnement. Normalement cette ouverture nominale est censée être inférieure ou égale au diamètre maximum que peut atteindre la cavité jusqu'à la fin de la durée de service de l'ouvrage. Toutefois pour l'exposé on considèrera, à titre d'exemple, qu'après une certaine période de temps où le diamètre de la cavité n'évolue plus, celui-ci recommence à s'élargir (phase V).

Les méthodes de dimensionnement (XP G38065), voire les outils de modélisation (Villard et al., 2017), permettent d'évaluer l'évolution des déformations du géosynthétique ainsi que celle du tassement observé en tête de remblai au cours des différentes phases (III, IV et V). Si le géosynthétique est instrumenté et sa déformation mesurée, il est possible d'en déduire le diamètre de la cavité et de vérifier le niveau de sécurité de l'ouvrage dans le temps. On remarque cependant qu'au-delà du seuil maximum de mesure du géosynthétique instrumenté (limite des capteurs), le suivi de l'ouvrage ne peut être poursuivi par cette technique. Ceci correspond à un second critère de la conception du système de suivi

par géosynthétique instrumenté. On notera cependant que dans cette phase V, le tassement en surface de remblai est relativement important et permet, le cas échéant, de poursuivre le suivi et la surveillance de l'ouvrage à partir de mesures de surface.

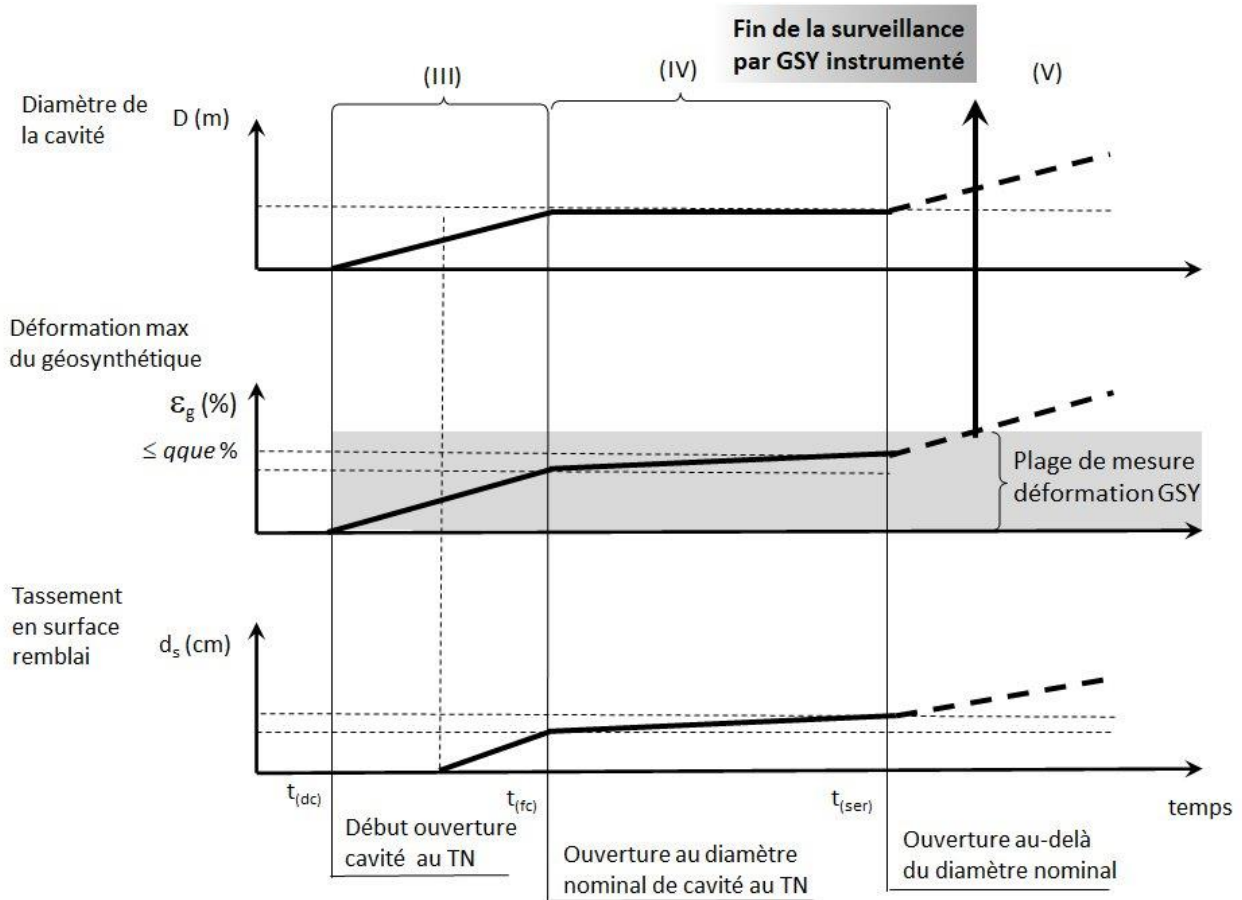


Figure 2. Schéma de principe de l'évolution des déformations du géosynthétique et du tassement de surface du remblai lorsque la cavité s'ouvre au niveau du TN jusqu'à atteindre le diamètre nominal, puis, après une période sans évolution, que l'ouverture progressive reprend.

Évidemment, d'autres analyses avec des hypothèses différentes peuvent être envisagées et étudiées : formes de la cavité, types et vitesses d'évolution des phénomènes, types de sols, géométrie de l'ouvrage, etc. Outre le dimensionnement proprement dit du renforcement par géosynthétique, elles permettront d'affiner l'étude et la conception du système de détection, de surveillance et d'alerte.

2.3. Illustration de la démarche de conception de la « géo-auscultation » pour les zones à risque de cavités traitées par renforcement géosynthétique

Comme cela a pu être aperçu dans le paragraphe 2.2, la conception d'un système de détection, d'auscultation et d'alerte (appelé dans la suite « système de suivi ») associé au renforcement par géosynthétique nécessite une démarche spécifique qui complète la simple approche de dimensionnement du géosynthétique de renforcement. On pourra retenir que le « système de suivi » et le renforcement par géosynthétiques sont intimement liés et doivent être conçus conjointement pour permettre une bonne optimisation.

La conception de la solution commence par l'évaluation et la caractérisation du type d'effondrement potentiel auquel le site est confronté. Cela suppose de préciser si la localisation de la cavité est connue ou non, s'il y a risque d'affaissement, avec ou non remontée de cavité, voire de fontis et enfin d'évaluer la taille et la forme de l'affaissement, ou du fontis en cas de remontée, et de définir la taille nominale de la cavité.

Une fois ces paramètres connus et l'étude géotechnique du site finalisée, il reviendra au Maître d'Ouvrage (éventuellement Maître d'Œuvre) de choisir les objectifs temporels de la solution de renforcement instrumenté de l'infrastructure :

- soit un « renfort temporaire par géosynthétique instrumenté » en prévoyant un traitement définitif à court terme après détection de la remontée de la cavité ;
- soit un « renfort à long terme par géosynthétique instrumenté » : avec un dimensionnement du renforcement à long terme (en général 100 ans) associé à un « système de suivi » de l'évolution de la cavité approprié pour permettre le maintien de l'exploitation de l'ouvrage grâce à la maîtrise de l'affaissement maximum admissible en surface.

Ces objectifs précisés, il est alors possible de procéder à la conception et au dimensionnement du géosynthétique instrumenté. Celui-ci devra répondre aux exigences de stabilité de l'infrastructure : stabilité mécanique, affaissement maximum admissible en surface (XP G38065) ainsi qu'aux exigences du système de suivi envisagé.

2.4. Proposition d'un système de « géo-auscultation » innovant associant le système de suivi et le renforcement

Il convient de noter que les critères liés à la conception du système de suivi de l'ouvrage, en particulier ceux liés à la détection en cas d'affaissement, peuvent interférer avec le choix du géosynthétique de renforcement.

En effet l'exigence de détecter de manière précoce les affaissements, voire la présence de la cavité sous le géosynthétique au tout début de son ouverture, suppose que le géosynthétique instrumenté puisse se déformer sous de très faibles sollicitations en traction, ce qui est très souvent antagoniste avec le choix d'une raideur élevée (voire très élevée) pour répondre aux exigences de dimensionnement du renfort (faibles déformations à long terme). En effet, même si les niveaux de précision de mesures des géosynthétiques instrumentés par fibres optiques utilisés sont élevés, ils restent souvent peu propices à la détection précoce des affaissements lors de la remontée de cavité.

Pour répondre à cet antagonisme, le projet a développé un procédé de renforcement novateur breveté construit sur la base d'un géosynthétique « bi-raideur inversée » qui assure à la nappe de renforcement deux raideurs en traction qui s'activent l'une après l'autre, la première étant plus faible que la seconde (contrairement au « bi-raideur » pour lequel la première est plus élevée que la seconde). Associé à un dispositif d'alerte adapté, ce nouveau type de géosynthétique « bi-raideur inversée » (Figure 3) permet de détecter de faibles déformations du sol (grâce à sa première raideur plus faible du géosynthétique) tout en garantissant le même niveau de sécurité final qu'apporterait un géosynthétique avec une seule raideur (la deuxième raideur plus importante après le seuil de déformation nécessaire à la détection des mouvements assurant ce rôle).



Figure 3. Géosynthétique « bi-raideur inversée » avec les deux raideurs en traction.

3. Détection, auscultation et alerte des ouvrages sur cavité par géosynthétique instrumenté par système de « géo-auscultation »

Une fois l'étude préliminaire du site réalisée, avec la définition du type de cavité, de sa localisation éventuelle ou non, du type de désordres attendus, de leur extension en surface et de leurs vitesses, il est possible de finaliser la conception de la solution.

Celle-ci doit prendre en compte les objectifs temporels du Maître d'Ouvrage (paragraphe 2.3), renfort temporaire, ou à long terme, par le géosynthétique instrumenté. Afin de finaliser le cahier des charges du système de suivi associé, il est judicieux de suivre le cheminement suivant :

- a. Évaluation du type d'effondrement :
pour être détecté et suivi, un affaissement, tout comme l'ouverture très progressive d'un fontis, pourra nécessiter un géosynthétique spécifique permettant des mesures de déformation très faibles (par ex. « bi-raideur inversée »), alors qu'un fontis avec ouverture brutale sera moins exigeant ; la vitesse et l'amplitude des déformations attendues seront aussi nécessaires pour définir le type et la fréquence des mesures ainsi que le système de traitement et d'alerte.
- b. Localisation spatiale de l'effondrement dans la géométrie de l'ouvrage d'infrastructure :
l'extension de la zone à traiter aura une incidence primordiale sur le choix du type de fibre optique qui sera différent suivant que l'on souhaite surveiller une zone où la cavité est localisée, comme une catiche, ou une infrastructure linéaire de transport où les cavités potentielles ne sont pas localisées ; de même, l'extension en surface des affaissements, ou des fontis, que l'on souhaite détecter, influera sur le calepinage et l'espacement des fibres optiques.
- c. Choix de la technologie de fibre optique adaptée à l'ouvrage :
il découle directement des points précédents et les types de fibres optiques sont présentés en 3.1.
- d. Choix du produit géosynthétique adapté à la technologie de fibre optique choisie et au type d'effondrement :
il découle des points précédents a et b.
- e. Choix du système d'auscultation (détection/acquisition) adapté au type d'infrastructure, au géosynthétique choisi et au type d'effondrement :
il dépend évidemment de la technologie de fibre optique choisie, mais aussi du type d'auscultation et d'alerte envisagé ; un système intégré permettant le paramétrage simple des différentes options d'auscultation, d'acquisition et d'alerte pour le suivi des cavités est présenté en 3.2.

3.1. Capteurs à fibre optique utilisés dans la surveillance des cavités

On distingue les capteurs à mesures réparties (continues), Brillouin ou Rayleigh, pour lesquelles la mesure est faite par analyse fréquentielle du signal rétro diffusé et les capteurs à mesures distribuées (locales), réseaux de Bragg où la mesure est faite sur la longueur réfléchi par le réseau de Bragg. On notera que les fibres optiques sont sensibles simultanément à la température et à la déformation, quelle que soit la technologie employée. Pour obtenir la déformation, on associe donc systématiquement aux capteurs une fibre non soumise à déformation et placée à la même profondeur que le géosynthétique pour mesurer la température et permettre les corrections de mesures.

3.1.1. Technologie Brillouin

Les figures 4 et 5 présentent les schémas de principe des capteurs et du système de mesure de la technologie Brillouin. Les caractéristiques de la fibre en font une fibre particulièrement adaptée à la détection, l'auscultation et la surveillance d'infrastructures où l'existence (ou la présomption) de cavités est connue même si celles-ci ne sont pas localisées. En raison de sa portée, elle convient particulièrement aux infrastructures linéaires de grandes dimensions. Elle peut cependant être aussi utilisée pour les ouvrages plus ponctuels.

3.1.2. Technologie Rayleigh

Bien que moins utilisée dans les ouvrages réels que la technologie Brillouin, cette technologie peut être utilisée pour la détection, l'auscultation et la surveillance d'infrastructures en la limitant, en raison de sa faible portée, aux cas où la localisation de la cavité est connue ou pour des infrastructures de dimensions réduites (Figure 5).

3.1.3. Technologie à réseau de Bragg

Le principe de fonctionnement des réseaux de Bragg ainsi que système associé avec analyseur sont présentés figures 6 et 7. On notera (Figure 6) que sous l'effet de la déformation de la fibre, la longueur d'onde réfléchi par le réseau de Bragg λ_{B3} varie de manière proportionnelle à la déformation et passe par exemple d'orange à orange foncé. Ceci implique que les longueurs d'onde de chaque capteur doivent être choisies de manière suffisamment espacée pour éviter qu'elles ne se chevauchent lors des déformations que la fibre va subir. Il s'ensuit que le nombre de capteurs le long d'une même fibre optique est limité en général à une petite dizaine. Ces caractéristiques en font une fibre particulièrement adaptée à la détection, l'auscultation et la surveillance d'infrastructures où la localisation de la cavité est connue ou de structures « ponctuelles » (de dimensions réduites). L'augmentation de la taille de la zone auscultée est cependant possible en multipliant les lignes de fibre optique.

Une comparaison des caractéristiques techniques est présentée dans le tableau 1. Il synthétise à la fois les caractéristiques de résolution qui dépendent de la fibre et de l'analyseur (résolution spatiale, précision de la mesure, temps d'acquisition et portée) et les caractéristiques mécaniques de la fibre optique (allongement à la rupture et allongement maximum de la mesure). Economiquement on notera que si les fibres optiques reviennent à une dizaine d'euros le mètre pour les systèmes à diffusion Brillouin ou Rayleigh, elles coûtent plus de six fois plus chères équipées de réseaux de Bragg. A contrario l'analyseur pour réseaux de Bragg est environ sept fois moins cher que les analyseurs Brillouin ou Rayleigh.

Tableau 1. Comparaison des caractéristiques techniques des capteurs à fibre optique utilisés dans la surveillance des cavités

Caractéristiques	Diffusion Brillouin	Diffusion Rayleigh	Réseaux de Bragg
Résolution spatiale	1 m	1 m	8 mm et distance entre réseaux
Précision de la mesure	10 $\mu\epsilon$	1 $\mu\epsilon$	1 $\mu\epsilon$
Temps d'acquisition	10 min	1 ms	1 ms
Portée	30 km	70 m	50 km
Allongement à la rupture	5 %	(-)	5 %
Allongement maximum de mesure	3 %	(-)	3 %

En conclusion, on perçoit ainsi comment, suivant les mécanismes en jeu, les objectifs de traitement et le type de surveillance envisagé (Figures 1 & 2 du paragraphe 2.2), le concepteur dispose, en fonction de ses objectifs et des moyens à disposition, d'une gamme complète de solutions grâce aux possibilités de choix de différentes technologies de fibre optique associées, éventuellement si nécessaire, à un géosynthétique de renforcement à « raideur inversée » pour permettre une détection précoce.



Figure 4. Schéma de principe des capteurs à diffusion Brillouin le long d'une fibre optique.

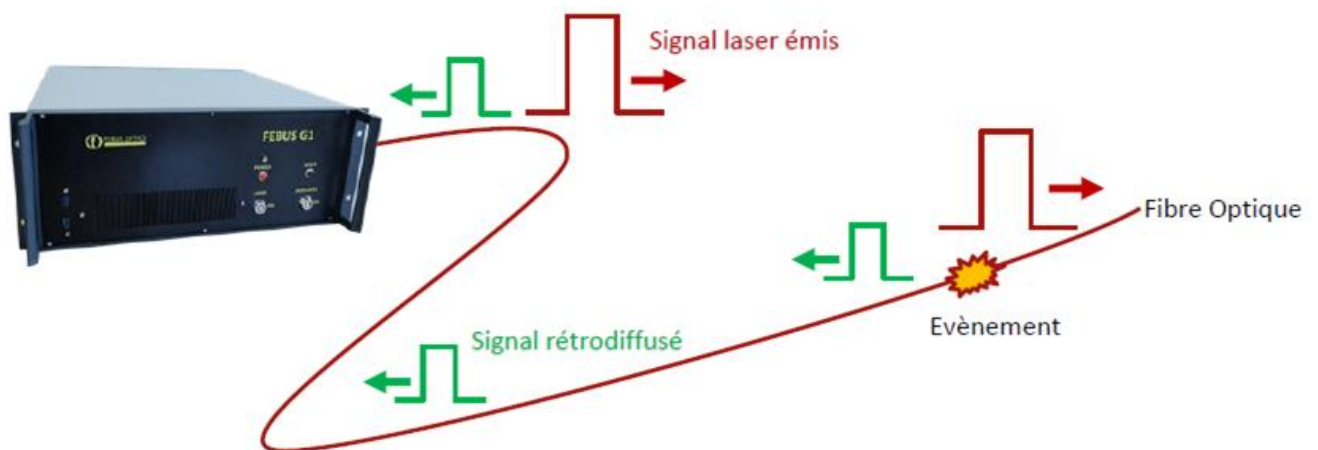


Figure 5. Principe de fonctionnement des fibres à mesure répartie Brillouin ou Rayleigh.

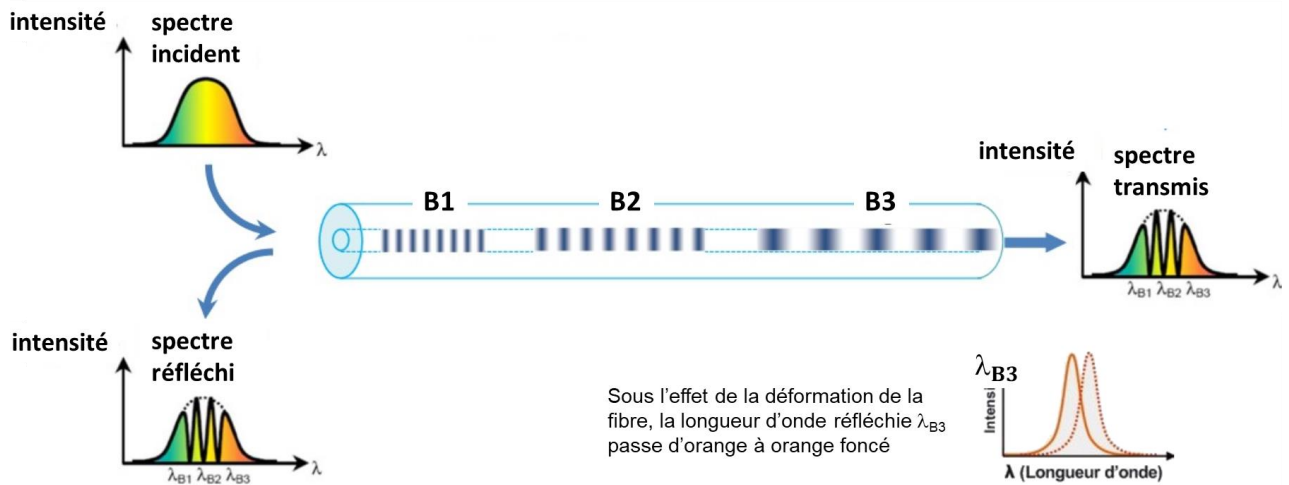


Figure 6. Principe de fonctionnement des fibres à réseaux de Bragg : exemple d'une fibre à 3 réseaux de Bragg ; la longueur d'onde réfléchie par le réseau varie selon la déformation (la température, etc.) ; par exemple pour le réseau de Bragg 3 la longueur d'onde réfléchie λ_{B3} passe d'orange à orange foncé.

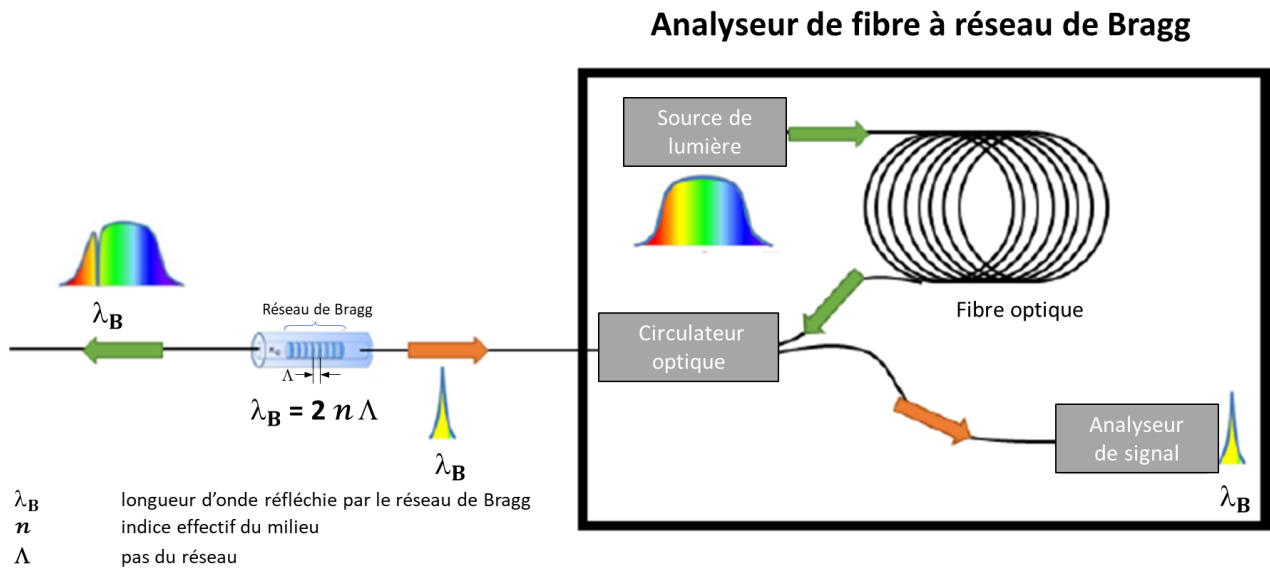


Figure 7 Principe de fonctionnement du système à réseaux de Bragg avec analyseur.

4. Système de suivi

Une fois la technologie de capteur à fibre optique, le type de géosynthétique et le calepinage précisés, il convient de concevoir le système de suivi approprié pour acquérir les mesures des capteurs, les traiter les comparer aux seuils définis et le cas échéant déclencher des alertes, voire des alarmes.

Le système de suivi devra évidemment pouvoir se connecter au réseau de capteurs à fibres optiques du site via un multiplexeur optique par exemple.

Il permettra :

- a. de réaliser l'acquisition des données (mesures brutes) :
 - soit en acquisition périodique (avec sauvegarde manuelle par la passage d'un technicien) ;
 - soit en acquisition continue avec échantillonnage des données, filtrage et transfert pour traitement ; en parallèle un contrôle de fonctionnement est réalisé avec alarme automatique.
- b. de traiter les données de manière préliminaire avec concaténation des fichiers, correction instrumentale, calcul d'amplitude ; cette phase permet de différencier les anomalies non qualifiées (divers) des anomalies qualifiées (mouvements du géosynthétique) ;

- c. les données correspondant à des anomalies qualifiées (mouvements du géosynthétique) font alors l'objet d'un traitement avancé :
localisation, extension des mouvements, dépassement de seuils, etc.
ce traitement permet de déclencher le cas échéant :
- d. des alertes au Maître d'Ouvrage avec rapport d'anomalie qui pourra entraîner ;
un changement de mode de surveillance, une intervention sur site, etc.

En parallèle le système devra prévoir le stockage du catalogue des anomalies détectées, des rapports et graphiques de surveillance ainsi que des rapports de maintenance et d'évolution des équipements.

Afin de faciliter l'utilisation de cette nouvelle technologie de « géo-auscultation » qui peut sembler relativement sophistiquée pour les néophytes, AfiteXinov a développé et mis au point le système de suivi intégré dénommé PREDITECT® présenté sur les figures 8 & 9.



Figure 8. Principe de fonctionnement de la chaîne de mesure et de surveillance du système de suivi intégré.

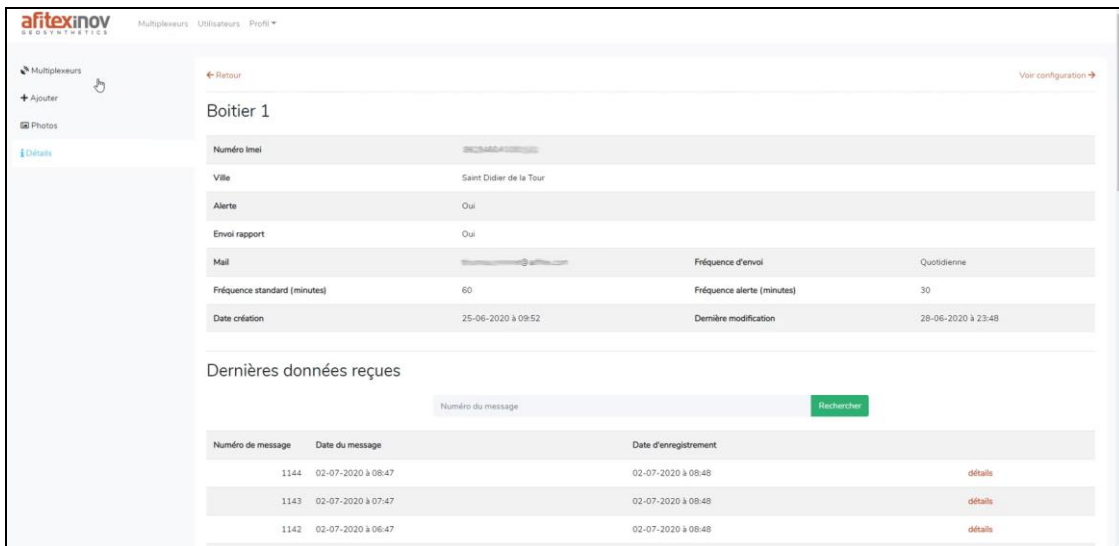


Figure 9. Exemple de vue de l'écran de contrôle du serveur du système de suivi intégré.

Dans sa version actuelle, celui-ci répond aux exigences ci-dessus dans le cas d'ouvrages suivis par capteurs à réseaux de Bragg. Doté d'un multiplexeur 16 voies, il permet de suivre 128 réseaux de Bragg. Son boîtier in situ permet de réaliser l'acquisition des données en continu et assure leur transfert vers un serveur distant spécifique. Son panneau solaire associé garantit une autonomie minimum de 6 mois.

Sur le serveur distant, le « système de suivi intégré » assure tous les traitements préliminaires et avancés et permet le cas échéant de déclencher des alertes paramétrables par le Maître d'Ouvrage.

Une fois le boîtier connecté sur le chantier, les mesures peuvent être effectuées soit sur place, en se connectant à l'aide d'un ordinateur soit à distance en paramétrant l'ensemble des données sur la plateforme numérique.

5. Conclusions

L'utilisation de nappes géosynthétiques de renforcement pour prévenir les effondrements localisés des cavités est aujourd'hui courante et il était important d'apporter à cette technique un système de mesures, de détection, d'auscultation et d'alerte fiable.

Ce développement, dans le cadre du projet de recherche sur le Renforcement par Géosynthétique Intelligent sur Cavités naturelles ou anthropiques, a permis, entre autres, la mise au point de la nouvelle technologie de « géo-auscultation » qui est supportée par son système de suivi intégré spécifique. Le développement d'un géosynthétique innovant bi-raideur inversé a permis d'élargir la plage de mesure vers les très faibles déformations autorisant la détection précoce des affaissements au-dessus de cavités.

Le système de suivi intégré, mis au point dans ce cadre, adapté spécifiquement à la problématique des suivis de déformations dans les zones à risque d'effondrement, offre aux Maîtres d'Ouvrages un outil facile d'emploi et aisément paramétrable en fonction des objectifs de surveillances visés.

6. Remerciements

Les partenaires du projet REGIC tiennent à remercier le Pôle de Compétitivité Techtera pour sa labellisation et l'Ademe pour son financement dans le cadre de l'appel à projets PIA « Route du futur ».

7. Références bibliographiques

- Al Heib M., Delmas Ph., Riot M., Emeriault F., Villard P. (2021). Recommandations pour l'utilisation de géosynthétique de renforcement dans la mitigation du risque d'effondrement localisé, *à paraître*.
- Delli Carpini M., Emeriault F., Villard P., Riot M., Briançon L., Delmas Ph., Al Heib M. (2021). Utilisation d'un géosynthétique à double raiseur pour le renforcement de sremblais cohésifs sur cavités. *CFG, 13^{ème} Rencontres Géosynthétiques, Saint-Malo, à paraître*.
- Delmas Ph., Villard P., Huckert A. (2015). Dimensionnement à court terme et à long terme de structure renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles : prise en compte de la sécurité, *CFG, 10^{ème} Rencontres Géosynthétiques, La Rochelle*, pp 13-34.
- Villard P., Briançon L., Huckert A., Delmas Ph., (2017). Conséquences du mode d'effondrement sur les mécanismes de transfert de charge et sur le dimensionnement des géotextiles sur les cavités potentielles, *Rev. Fr. Geotech.*, (152.2), p. 15.
- 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, *Rev. Fr. Geotech.*, (99), pp. 23–34.
- XP G38065, (2020). Géosynthétiques – Géotextiles et produits apparentés, Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements, Justification du dimensionnement et éléments de conception, *Afnor*, p. 37.

PRÉSERVATION DES MILIEUX - AIR, EAU, SOLS

RETOUR D'EXPÉRIENCE SUR LES TRAVAUX DE REPRISE DE L'ÉTANCHÉITE D'UN STOCKAGE DE RÉSIDUS MINIER À SALSIGNE (11)

FEEDBACK ON THE RE-SEALING OF A MINE WASTE STORAGE FACILITY IN SALSIGNE (11)

Laurence Arathoon¹, Marie Forestier-Coste²

1 BRGM, Gardanne, France

2 Antea Group, Pérols, France

RÉSUMÉ – L'amas de résidus de Montredon est un vaste stockage de boues industrielles issues du traitement du minerai de la mine d'or de Salsigne. Après la réalisation d'investigations, il s'est révélé que le dispositif d'étanchéité de surface était devenu inefficace et qu'il existait la présence d'un panache de pollution résultant d'une fuite latérale du stockage au niveau de la digue Est. Le Département Prévention et Sécurité Minière du BRGM, gestionnaire du site pour le compte de l'Etat, a procédé à la reprise de la couverture sommitale du confinement et au traitement des fuites. La pose du complexe d'étanchéité a été validée par une planche d'essai et contrôlée avec des essais in-situ par un contrôleur externe. Néanmoins, la pose de ce dernier a été difficile à cause des conditions ventées du secteur. Les travaux ont engagé plusieurs entreprises sur une durée de plus d'un an, ainsi que la présence d'un maître d'œuvre et d'un assistant à maîtrise d'ouvrage.

Mots-clés : stockage, mise en sécurité, complexe d'étanchéité, pompage, dispositif hydraulique.

ABSTRACT – The Montredon tailings pile is a vast storage of industrial sludge from the processing of the Salsigne gold mine ore. Following investigations, it was found that the surface sealing system was totally ineffective and that there was a pollution plume resulting from a lateral leakage of storage at the East Dike. The Mining Prevention and Safety Department of the BRGM, site manager on behalf of the State, has proceeded to the resumption of the top cover of the containment and the treatment of leaks. The installation of the sealing complex was validated by a test plot and checked with in-situ tests by an external controller. However, it was difficult to lay it because of the windy conditions in the area. The work involved several companies over a period of more than one year, as well as the presence of a project manager and a project manager assistant.

Keywords: storage, safety, sealing complex, pumping, hydraulic system.

1. Introduction

Le stockage de Montredon, localisé sur l'ancien site minier aurifère de Salsigne dans l'Aude, présente des défauts d'étanchéité au niveau de la surface du dôme et au niveau des digues de contention. Afin de rétablir l'étanchéité du stockage, la Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL) d'Occitanie (ex-Languedoc-Roussillon) a mandaté le Département Prévention et Sécurité Minière (DPSM) du BRGM en 2017 pour assurer la maîtrise d'Ouvrage Déléguée des travaux de mise en sécurité.

Le BRGM/DPSM a missionné le bureau d'étude MICA ENVIRONNEMENT pour engager des études de conception, de diagnostic et d'investigations dans le cadre d'une mission de maîtrise d'œuvre complète allant de la conception à la réalisation des travaux. Ces investigations visaient à améliorer les connaissances sur l'ouvrage pour en réduire les aléas.

Les campagnes d'investigations géotechnique et géophysique ont mis en évidence la présence d'un panache de pollution dans la nappe souterraine résultant d'une fuite latérale du stockage au niveau de la digue Est et d'un dispositif d'étanchéité de surface devenu inefficace. Sur ce dernier point, des analyses in-situ et des essais en laboratoire ont été menés sur l'ancien Géosynthétique Bentonitique (GSB) confirmant sa perte d'efficacité en termes d'étanchéité.

Les travaux de reprise de l'étanchéité du stockage ont débuté en juillet 2021 et ont répondu aux objectifs visés qui consistaient en : a) la reprise de l'étanchéité de surface par la mise en place d'un nouveau complexe d'étanchéité avec une géomembrane en PEHD ; b) la mise en œuvre d'un dispositif

de gestion hydraulique opérationnel de surface ; c) l'installation d'un pompage pour rabattre le niveau d'eau au sein du stockage sous la cote des fuites.

2. Contexte

2.1. Présentation du stockage

Le bassin de Montredon, d'une surface de 6 ha, est un ancien stockage de boues arséniées issues du traitement du minerai de la mine d'or de Salsigne. Un million de m³ de pulpes de concentrés de flottation y ont été stockées à partir de 1994 par l'exploitant de l'époque, la société MOS. Entre 1999 et 2005, des déchets, résidus de traitement et déblais pollués ont été ajoutés dans le stockage.

Les digues du bassin de Montredon sont constituées de matériaux marno-calcaires, de schistes compactés et d'un corroi en argile de 5 m d'épaisseur. Initialement, l'ouvrage devait être édifié sur une vingtaine de mètres de hauteur. Cependant, l'exploitant de l'époque a décidé, à partir de 1997, de continuer à rehausser l'ouvrage jusqu'à 27 m, afin de poursuivre la mise en dépôt des résidus de traitement et donc continuer son activité. Il s'avère que les digues de l'ouvrage ont été affectées par plusieurs épisodes d'instabilité plus ou moins profonde durant ces dernières périodes de rehaussement. À la fermeture du stockage, des glissements superficiels ont également été observés.

Ce bassin contient des boues de faible portance saturées en eaux. Ses digues ont une hauteur de 27 m et sont construites sur un ancien plateau calcaire qui repose sur des couches argileuses à caractéristiques géomécaniques médiocres. Le flanc interne des digues est constitué d'une couche d'argile de 5 m de largeur dont la fonction est d'assurer l'étanchéité du stockage. En fin d'édification, le bassin a été remblayé en surface par des résidus de la mine et des produits de démolition sur une épaisseur de 5 m environ, puis étanché en surface par une couverture GSB.

En 2014 et 2015, des campagnes d'investigations géotechnique et géophysique ont permis de montrer que le dispositif d'étanchéité de surface était devenu inefficace, ainsi que la présence d'un panache de pollution dans la nappe souterraine résultant d'une fuite latérale du bassin au niveau de la digue Est. Cette fuite résulterait d'un glissement de terrain accompagné d'un défaut d'étanchéité de la protection argileuse datant de la période d'exploitation (Fig. 1). De plus, les eaux de pluie alimentaient une nappe perchée située immédiatement sous la couverture dans une couche de remblais solides placés au-dessus des boues (Fig. 2), provoquant l'apparition d'un niveau oxydé fortement lessivé et enrichi en arsenic. Ces eaux très chargées en polluants métalliques s'épanchaient vers la digue Est, mais n'étaient que partiellement collectées par les drains recoupant le plateau sommital.

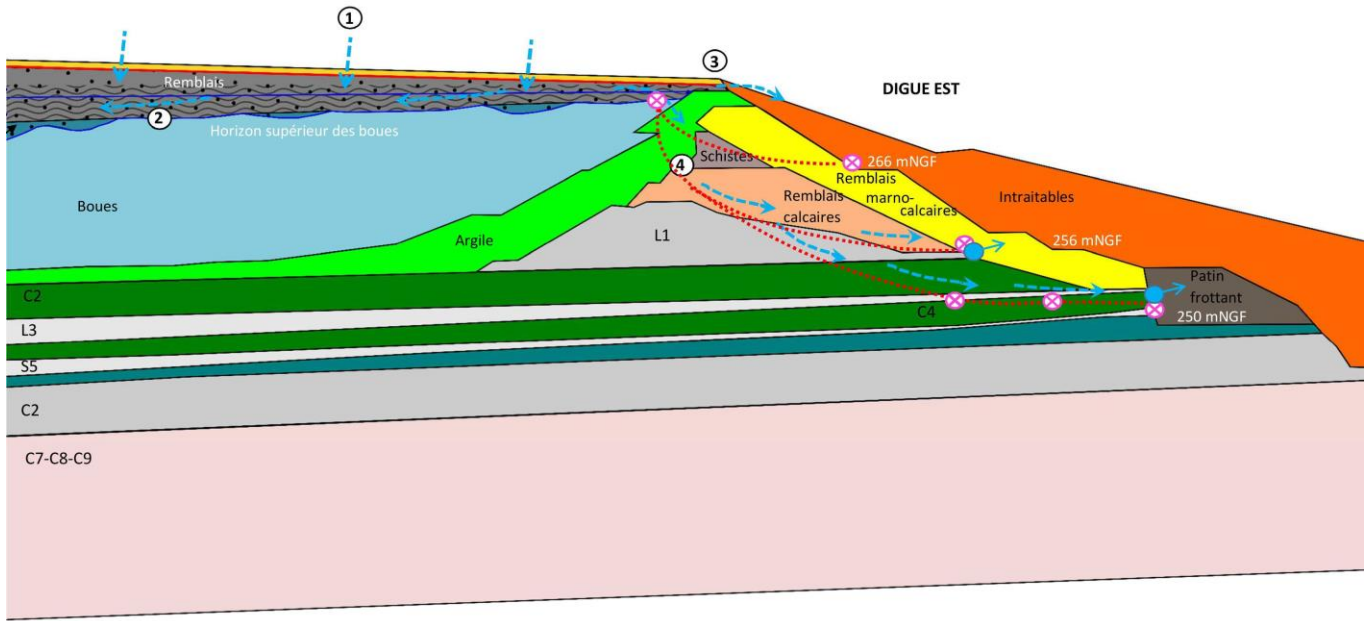
2.2. Dispositif de mise en sécurité retenu

Une étude de faisabilité a conduit à étudier diverses solutions de rétablissement de l'étanchéité sommitale du confinement avec les coûts associés. Elle a permis de s'orienter vers les solutions technico-économiques les plus intéressantes.

Sur la base de cette étude et des résultats des investigations, le Département Prévention et Sécurité Minière du BRGM, gestionnaire du site pour le compte de l'Etat, a engagé des études de conception pour définir la solution la mieux adaptée au rétablissement de l'étanchéité sommitale du confinement et au traitement des fuites. Les dispositifs de mise en sécurité retenus par le BRGM se sont orientés vers :

- d'une part, la mise en place d'un réseau de puits et de tranchées drainantes équipés d'un dispositif de pompage qui, d'une part, abaissera le niveau de l'eau contenue dans le stockage afin de neutraliser les effets du défaut d'étanchéité latérale de la digue Est et qui, d'autre part, renverra les eaux d'exhaure contaminées vers la station de traitement des eaux ;
- d'autre part, la mise en place en surface du dépôt d'un Dispositif d'Étanchéité par Géomembrane (DEG) en PEHD par-dessus l'actuelle couverture en GSB défectueuse, afin de rétablir l'étanchéité sommitale, associée à la réhabilitation du réseau de gestion des eaux de surface sur l'ensemble du dépôt à l'aide de membranes bitumineuses, et au remodelage du dôme avec des pentes minimales de 2%.

Les travaux ont été divisés en 3 lots distincts. Les entreprises retenues par le BRGM pour les travaux de terrassement et de reprise de l'étanchéité (LOT 1) étaient Vinci Construction Terrassement associé à l'étancheur EGC Galopin. La société Amdec a été mandatée pour l'installation du dispositif de pompage (LOT 2), et l'entreprise Dinger pour la végétalisation (LOT 3).



⊗ : Instabilités constatées sur le terrain (fissures) ou en sondage (inclinomètres)

➡ : Résurgences d'eau observées lors des phases de rehausse de la digue.

⋯ : Zones de ruptures de la digue interprétées.

- ① : Infiltration des eaux de surface à travers la GSB non étanche.
- ② : Ecoulement de la nappe perchée des remblais vers les points bas du mur des remblais, situés au centre du bassin. Battement du niveau de la nappe générant un niveau oxydé dans les remblais. Induration, lessivage des métaux et contamination des eaux.
- ③ : Débordement possible des eaux de surface à travers les remblais au-dessus des digues d'argile si la cote de la nappe atteint la cote du haut des digues
- ④ : Lorsque la nappe perchée (remblais et/ou horizon supérieur des boues) atteint le niveau des zones de rupture historiques, fuite des eaux contaminées le long des glissements

Figure 1. Coupe de la digue Est – Localisation schématique de la rupture d'étanchéité et de la surface de glissement

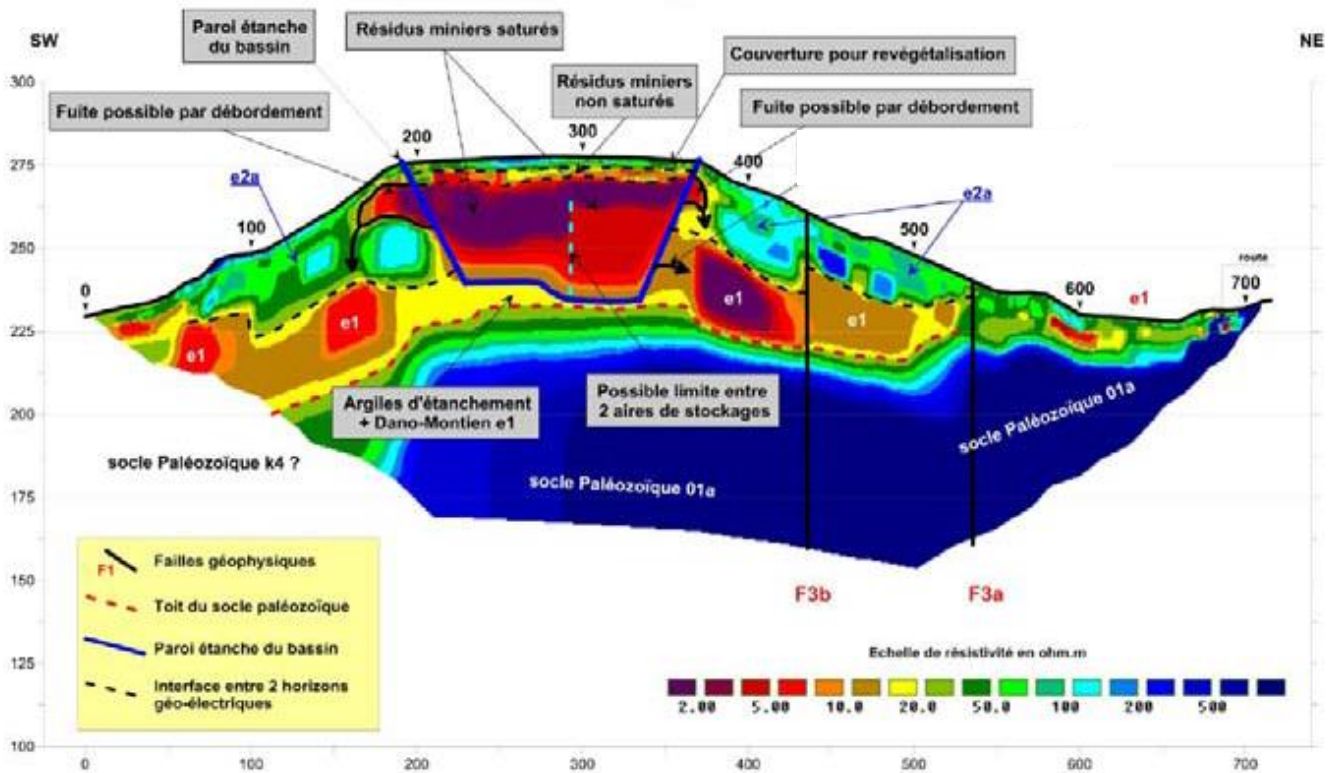


Figure 2. Coupe verticale du stockage de Montredon – Mise en évidence de matériaux pollués au sein de la digue Est

2.3. Contraintes du site

2.3.1. Environnement contaminé

Le stockage de Montredon contient des boues arséniées riches en cyanures et métaux lourds dont l'arsenic. Des déblais pollués y ont également été ajoutés jusqu'en 2005. La contrainte majeure vis-à-vis de la sécurité du chantier a été l'exposition potentielle des travailleurs à des agents toxiques. À ce titre, un protocole drastique a été mis en œuvre pour limiter les risques de contamination, notamment par le port d'une combinaison intégrale et d'un masque à ventilation assistée pour les agents les plus exposés.

2.3.2. Conditions climatiques

La particularité de ce site est l'exposition aux vents avec une fréquence moyenne d'environ 300 jours par an pour des vitesses au-delà de 35 km/h. La pose d'un complexe d'étanchéité impose donc la mise en place d'une organisation particulière par l'entreprise d'étanchéité afin d'optimiser les phases météorologiques clémentes.

3. Travaux de reprise de l'étanchéité de surface

2.1. Retour d'expérience sur l'état du Géosynthétique Bentonitique (GSB)

La caractérisation de l'état de l'ancienne structure d'étanchéité (Fig. 3), constituée d'un GSB et recouvrant le sommet du stockage de Montredon, a été menée au travers de 13 tranchées et d'essais en laboratoire.

Les observations visuelles ont mis en évidence des anomalies variées : l'absence de bentonite en jointure des lès de GSB, la présence de racines perforant le GSB, ainsi que le développement d'un système racinaire entre les deux couches de GSB à la superposition des lès (Fig. 4)

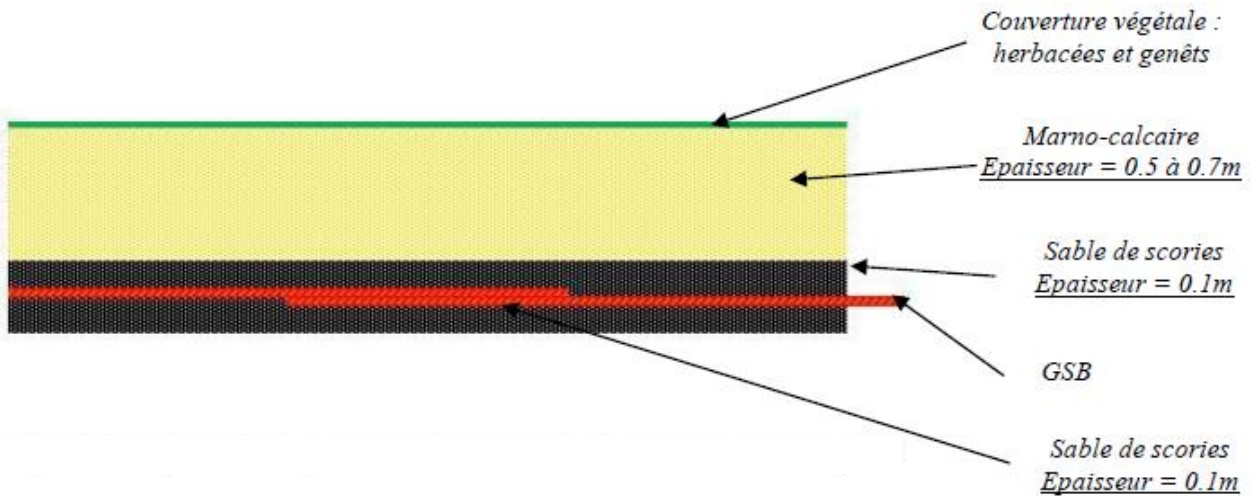


Figure 3. Structure de l'ancien complexe d'étanchéité



Figure 4. Racine perforant le GSB (gauche) et développement d'un réseau racinaire sur le GSB (droite)

Il a également été constaté que l'ancrage du GSB dans la digue d'argile n'était pas assuré, et que le géosynthétique ne recouvrait pas tous les matériaux contaminés.

Des essais de performance ont été menés sur l'ancien GSB au laboratoire de l'INSA à Lyon sur 3 échantillons. Les résultats de ces essais sont indiqués dans le Tableau 1.

Tableau 1 – Caractérisation des échantillons de GSB

		TP18-02	TP18-04	TP18-07
Masse surfacique	NF EN 14 196	4,8 kg/m ²	4,9 kg/m ²	5,1 kg/m ²
Indice de gonflement	XP P 84 703	< 10 ml/2g	< 10 ml/2g	< 10 ml/2g
Capacité d'échange cationique	NF X 31-130	49 meq/100g	46,3 meq/100g	44,5 meq/100g
Perméabilité	NF P 84-705	3,23.10 ⁻⁸ m.s ⁻¹	1,6.10 ⁻⁸ m.s ⁻¹	6,5.10 ⁻⁷ m.s ⁻¹
Essai de poinçonnement statique	NF EN ISO 12 236	1847,8 N	1654,9 N	1831,6 N
Résistance à la traction	NF EN ISO 10319	SP = 14,42% (ST = 23,05%)	SP = 18,78% (ST = 18,78%)	SP = 23,05% (ST = 23,05%)
Résistance au pelage	NF EN ISO 13426-2	SP = 0,635 kN/m (ST = 0,66 kN/m)		SP = 0,89 kN/m (ST = 1,09 kN/m)
Perméabilité après réactivation au carbonate de sodium	NF P 84-705	5,5.10 ⁻⁹ m.s ⁻¹	6,3.10 ⁻⁹ m.s ⁻¹	7.10 ⁻⁸ m.s ⁻¹

À noter que la perméabilité initiale du GSB mis en œuvre était de 1.10^{-10} m.s⁻¹. Il a été observé une dégradation importante des performances d'étanchéification et chimiques du GSB. La perméabilité des échantillons après réactivation au carbonate de sodium diminue. Ce résultat tend à montrer que la nature marno-calcaire de la couverture en place au-dessus du GSB n'est pas compatible avec la nature chimique du géosynthétique, ayant pu entraîner des échanges ioniques entre le calcium de la couverture et le sodium du GSB, engendrant une augmentation de la perméabilité du GSB.

2.2. Descriptif et dimensionnement du nouveau complexe d'étanchéité

Les couches du nouveau complexe d'étanchéité se composent, du haut vers le bas, d'un géosynthétique à âme drainante associé à un anti-contaminant, d'une géomembrane PEHD de 2 mm d'épaisseur et d'un géotextile anti-poinçonnant (Fig. 5).

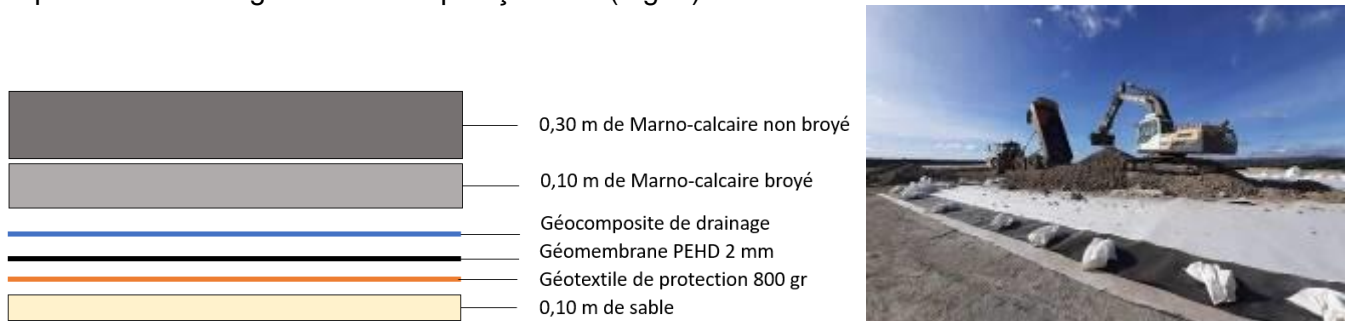


Figure 5. Coupe verticale et vue de la nouvelle structure d'étanchéité

Le géocomposite de drainage, de Green Eco layer, a été dimensionné pour une pluie décennale sur 24 h avec une longueur d'écoulement dans le plan de 105 m. Le débit obtenu sur le long terme est de $8,9.10^{-5}$ m³/s et le coefficient de sécurité est de 1,30.

Pour compléter le dispositif d'étanchéité, une tranchée drainante est mise en place en périphérie du stockage à 1 m sous le dôme de celui-ci. Il permet de collecter les eaux de drainage du complexe d'étanchéité. Il est équipé de drains et de regards de visite.

2.3. Retour d'expérience sur la mise en œuvre du complexe d'étanchéité : analyse de la planche d'essai et du chantier global

Comme présenté précédemment, le DEDG constitué d'une géomembrane PEHD prise entre deux géosynthétiques de protection et de drainage sur la partie supérieure, est mis en place sur un lit de pose constitué de sable et est recouvert de matériaux de recouvrement de type marno-calcaire. La mise en œuvre de tous ces éléments constitutifs de la couverture a été assurée par un groupement d'entreprises comprenant un terrassier responsable du remodelage et de la couche de support de pose et de la mise en œuvre de la couche de recouvrement, ainsi qu'une entreprise d'étanchéité chargée de la mise en œuvre des différents géosynthétiques.

Avant le début des travaux, le groupement a proposé une méthodologie de mise en œuvre s'appuyant sur des moyens humains, matériels, et de contrôles. Suite à l'envoi de cette procédure, les points particuliers suivants ont été mis en avant :

- phasage des travaux afin d'optimiser le planning général en permettant au terrassier et à l'étancheur d'avancer au plus vite ;
- points d'arrêts et contrôles impactant le phasage des travaux et le délai global de réalisation ;
- matériaux de recouvrement de type marno-calcaire nécessitant une préparation (broyage) pour la première couche en contact avec le DEDG.

Une planche d'essai a ensuite été réalisée afin de vérifier que la procédure de mise en œuvre permettait d'assurer le non-endommagement de la géomembrane. Les dimensions choisies pour la planche d'essai avaient pour but de se placer dans une situation représentative de ce que seront les travaux (engins pouvant rouler et traverser l'emprise de la planche d'essai). Le contrôle de la planche d'essai a consisté à suivre une par une les étapes de mise en œuvre de la globalité de la couverture. Il a permis de vérifier que la technique avec l'usage du bulldozer n'engendrait pas de désordres sur le

DEDG et de conclure sur la procédure effectivement retenue et les points de vigilance. Les points de vigilance mis en avant lors de la planche d'essai ont été les suivants :

- nécessité de respecter tous les éléments essentiels de la méthodologie (type d'engins, épaisseurs ...);
- vigilance quant aux conditions climatiques et notamment de vent pour la pose des géosynthétiques et plus particulièrement de la géomembrane pour des raisons de sécurité et de qualité de rendu (présence de plis). Il est à noter que la réalisation de la planche d'essai a été faite en 3 interventions différentes du fait de la présence de vent en rafales nécessitant de repousser la pose de géosynthétiques pour des raisons de sécurité ;
- obligation de bien retirer les lestages à l'avancement avant mise en place des matériaux marno calcaires ;
- préservation des bordures d'étanchéité permettant le raccordement aux phases suivantes (recul minimum préconisé de 1 m par rapport à la limite permettant d'éventuelles recoupes pour permettre une soudure sur la géomembrane) ;
- attention particulière pour l'utilisation du bulldozer à l'approche des limites d'étanchéité (effet de bord libre qui bouge).

Il est intéressant de comparer les points de vigilance émis lors de la planche d'essai aux problématiques rencontrées lors de la mise en œuvre pendant toute la durée du chantier.

- **le vent** : comme rappelé lors de la présentation du site, de l'ordre de 300 jours de vent par an sont répertoriés sur cette zone. Pendant toute la durée du chantier, l'entreprise a dû continuellement se réorganiser afin de pouvoir profiter de chacune des fenêtres sans vent (travail la nuit, etc.) ;
- **le phasage terrassier / étancheur** : confrontation entre les contraintes de gestion des événements climatiques du terrassier et celles de l'étancheur qui n'étaient pas les mêmes. Cela a créé un décalage entre l'avancement du terrassier et celui de l'étancheur, générant des problématiques de planification.
- **les raccords et lés laissés en attente** : Comme vu précédemment, le chantier a été réalisé à l'avancement entre l'étancheur et le terrassier permettant par ailleurs de placer des lestages sur les géosynthétiques en place afin de résister aux conditions climatiques (vent). D'un point de vue de l'étanchéité, des lés sont donc laissés en attente, permettant un avancement global du chantier. La difficulté majeure a été la bonne préservation de ces débords permettant le raccordement de l'étanchéité avec celle de la phase suivante. La figure 6 montre une des problématiques rencontrées : les terrassements des matériaux de recouvrement avaient tendance à aller trop loin sur le débord laissé en attente.



Figure 6. Matériaux de recouvrement sur le débord laissé en attente pour le raccordement

Cette expérience permet d'acter que la réalisation d'une planche d'essai a également pour intérêt de mettre en avant les points de vigilance qui seront nécessairement rencontrés lors de la réalisation "en grand" des travaux.

2.4. Contrôle extérieur : contenu et organisation

Le rôle de contrôleur extérieur est primordial sur les chantiers de pose de DEDG. Il permet :

- d'apporter des garanties au Maître d'Ouvrage et aux éventuels acteurs associés à la validation de la bonne réalisation des travaux, surtout dans le cas de sites sensibles et/ou présentant des enjeux environnementaux significatifs ;
- également d'épauler l'entreprise d'étanchéité dans la bonne mise en pratique de ses procédures et de savoir rester à l'écoute des problématiques rencontrées afin de faire des propositions communes permettant d'éventuelles adaptations en fonction des aléas rencontrés. Tout ceci dans le but de pouvoir réaliser des travaux de qualité.

À noter que la qualité finale de l'ouvrage se trouve dans les détails. Par exemple, quand l'objectif recherché pour un ouvrage est l'étanchéité, l'oubli d'un lestage peut engendrer des risques lors de la mise en place des matériaux de recouvrement, comme une déchirure sur la géomembrane. Bien que l'étanchéité recouvre plusieurs hectares, si cette déchirure se trouve en position aval hydraulique vis-à-vis de la gestion des eaux, tout le reste du travail réalisé n'a plus lieu d'être.

Suivant les missions, le contenu du contrôle extérieur peut varier. En ce qui concerne le site de Montredon, le rôle du contrôleur extérieur était le contrôle de 100 % de l'étanchéité posée comprenant toutes les parties courantes, toutes les soudures et toutes les pièces réalisées. À ce titre, la pose du géocomposite de drainage était donc conditionnée par la présence sur site du contrôle extérieur et la validation des travaux réalisés. Au global, il a été réalisé douze (12) visites de contrôles et émis 12 PV de contrôle extérieur. Lors de chaque venue, les points suivants sont contrôlés et vérifiés et sont mentionnés dans le PV émis :

- la localisation du contrôle, le type d'ouvrage, les conditions météorologiques (température, vent, pluie, ensoleillement et/ou couverture nuageuse) et les personnes présentes ;
- les documents internes à l'entreprise et notamment le plan de calepinage de chantier où sont notés à l'avancement la position et les références des lés posés, les contrôles d'étalonnage de la machine de soudure (Fig. 7) ;
- les produits présents sur site et leurs conditions de stockage (étiquette commerciale) ;
- les moyens matériels et humains présents (personnel et qualifications associées), soudeuse, extrudeuse, appareils de contrôle ...
- le contrôle visuel de tous les aspects techniques liés au DEDG : support de pose, recouvrement des lés, état général, aspect des soudures, dispositifs d'ancrage s'ils existent ...
- le contrôle des doubles soudures par mise en pression du canal central ;
- le contrôle des extrusions et points triples.

Un des aspects importants du contrôle extérieur (surtout dans le cas où l'ouvrage est grand), est de bien organiser la numérotation des soudures et pièces en coopération avec l'entreprise d'étanchéité afin de pouvoir assurer un suivi de qualité. La figure 7 présente un état d'avancement du contrôle avec les différentes appellations reprises qui sont cohérentes avec celles de l'entreprise et ce qui est effectivement marqué visuellement sur site.

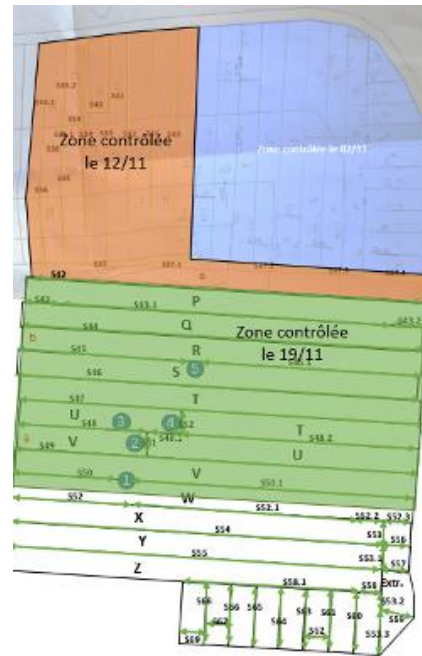


Figure 7. Exemple d'un calepinage de contrôle réalisé et correspondance physique sur site

Pour chaque PV, une conclusion est émise concernant la validation ou non de la conformité de la partie posée et la liste des reprises à réaliser le cas échéant. La figure 8 est le plan de recollement de la géomembrane PEHD posée sur toute la couverture de Montredon. Sont notés sur ce plan la position et les numéros des lés, la position et les numéros des patches, points triples, etc. Toutes ces dénominations sont cohérentes avec la numérotation des PV de contrôle extérieur.

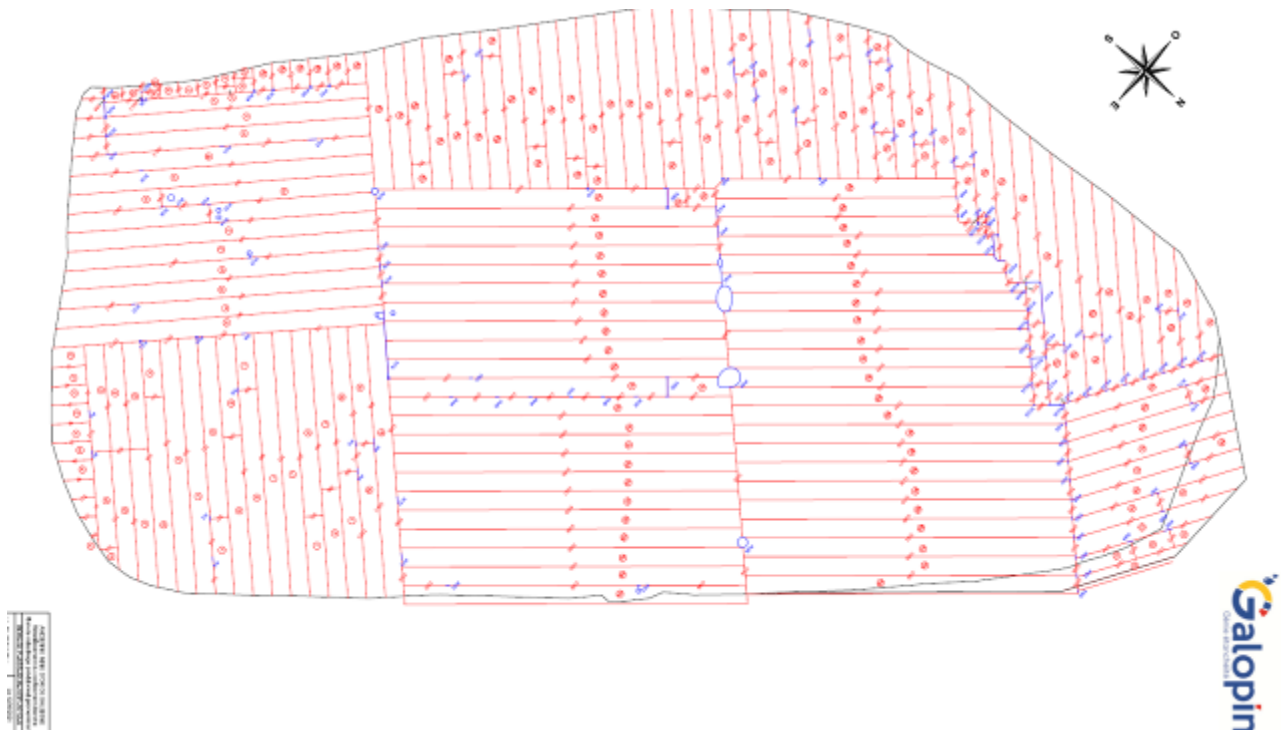


Figure 8. Plan de recollement de géomembrane de l'entreprise d'étanchéité

Au global, ce ne sont pas moins de 280 soudures double canal qui ont été réalisées et contrôlées. Les photos de la figure 9 permettent d'illustrer le chantier réalisé.



Figure 9. Prises de vues du chantier pendant la pose du complexe d'étanchéité

4. Travaux d'amélioration de l'étanchéité du stockage par la mise en œuvre d'un dispositif de pompage et la reprise du dispositif de gestion hydraulique

4.1. Dimensionnement du dispositif de pompage

Une nappe perchée est présente au niveau des remblais de surface au-dessus des boues minières. La hauteur d'eau dans les remblais au moment des investigations variait de 0,21 m (zone Sud) à 1,69 m (zone Nord). Cette unité aquifère est composée de deux horizons :

- d'une part, les remblais au toit des boues principalement composées d'argile sableuse et qui sont alimentés par les eaux infiltrées dans la couverture marno-calcaire et traversant le GSB fuyard. La perméabilité de ces matériaux est comprise entre 1.10^{-7} et $2,4.10^{-4}$ m/s ;
- d'autre part, l'horizon supérieur du dépôt des boues, composé de silt et de limons gorgés d'eau, alimentés par l'horizon des remblais et par les remontées capillaires au sein des boues. Les analyses effectuées sur les cuttings des sondages carottés indiquent que les perméabilités de ces matériaux sont comprises entre 1.10^{-8} et 1.10^{-10} m/s avec une porosité totale des matériaux comprise entre 20 et 40 %. Il est probable que la perméabilité en grand de ces formations soit plus élevée que celles déduites des essais de laboratoire.

Lors des investigations, des piézomètres ont été mis en place sur le sommet du dépôt. A partir de l'analyse des mesures de niveaux piézométriques, il ressort que la nappe perchée peut être décomposée en 4 secteurs à traiter suivant le degré de saturation des remblais. Pour cette raison, un réseau de 4 puits de pompage a été mis en place au droit des remblais contaminés jusqu'au toit des boues de traitement. Ces puits sont étanchés par du PEHD et soudés à la nouvelle géomembrane de la couche de couverture. Un réseau de 3 tranchées drainantes par puits a été installé afin de d'optimiser le captage de la nappe perchée. Ces tranchées drainantes présentes une profondeur comprise entre 3 m et 5 m de profondeur et une largeur de 1 m. La position des tranchées drainantes est ajustée à la cote de la base des remblais et la pente de chaque tranchée est d'au moins 1 %. La longueur de chaque tranchée est limitée à 30 m. Les drains à la base des tranchées sont composés d'un tube PEHD crépiné sur toute la longueur, de diamètre 200 mm, se raccordant au puits collecteur par un exutoire en PEHD (Fig. 10). Le tube crépiné est recouvert par un massif drainant graveleux enveloppé d'un géotextile anticontaminant.



Figure 10. Coupe de principe du puits (gauche) et de la tranchée drainante (droite)

4.2. Installation du dispositif de pompage

Pour la réalisation des 4 puits qui serviront au pompage des eaux contaminées de la nappe perchée, un blindage a été mis en œuvre après le terrassement des marno-calcaires de surface. Après le réglage du fond de fouille, la mise en fouille du puits en PEHD s'est faite à la pelle mécanique. Un matériau drainant a été mis en place autour de l'ouvrage pour le calage du puits. Les tranchées drainantes sont réalisées par plots, en partant du puits vers l'extrémité de la tranchée protégée par un dispositif de blindage glissant. Le terrassement des tranchées s'est fait à l'aide d'une pelle mécanique. Après le réglage du fond de fouille au laser, la tranchée est remplie avec des matériaux drainants de manière à caler le drain et recouverte par les remblais. Un géotextile anticontaminant vient ensuite recouvrir le massif drainant. Les éléments de blindage sont retirés à l'avancement du remblayage des tranchées. Les canalisations d'exhaure des pompes sont connectées au réseau d'évacuation des eaux vers la station de traitement située en contrebas du site et les puits sont équipés de sondes piézométriques et d'un débitmètre en sortie. Les réseaux sont reliés à une centrale d'acquisition enregistrant en continu les mesures de débit, limité à 2 m³/h (débit maximal autorisé pour l'envoi à la station), et les mesures de piézométrie.

4.3. Retour d'expérience sur la reprise du dispositif de gestion hydraulique

Les fossés et les descentes d'eaux sont réalisés suivant les coupes des ouvrages définies lors des études de dimensionnement. Plusieurs types de descentes d'eaux ont été mis en œuvre : descentes d'eaux étanchées par membranes au nombre de 8 réparties sur les flancs Ouest et Est du stockage, descentes d'eaux en éléments préfabriqués, descentes d'eaux en enrochements bétonnés. Pour les descentes d'eau nécessitant la mise en place d'une étanchéité (geomembrane bitumineuse), le terrassement est réalisé du bas vers le haut jusqu'à atteindre la cote correspondant aux tranchées d'ancrage de la future étanchéité (Fig. 11).

Les descentes d'eau en enrochements du flanc Ouest sont terrassées en prenant en compte une épaisseur de mise en œuvre de béton de 15 cm minimum dans lequel des enrochements 300/500 sont enchâssés. L'objectif est d'assurer l'ancrage des enrochements sans créer de surface d'écoulement lisse.



Figure 11. Fossé de surface étanché avec une géomembrane bitumineuse

5. Conclusion

Les travaux de mise en sécurité du stockage de Montredon ont répondu aux objectifs visés qui étaient la reprise de l'étanchéité de surface, la mise en œuvre d'un réseau de gestion hydraulique opérationnel des eaux de surface, ainsi que l'installation d'un dispositif de pompage pour rabattre les eaux de la nappe perchée et les évacuer vers la station de traitement. Les travaux ont consisté en la mise en place d'un nouveau complexe d'étanchéité performant sur toute la surface du dôme, de fossés en enrochements bétonnés ou étanchés par une géomembrane bitumineuse, ainsi qu'en la mise en œuvre de 4 complexes de puits accompagnés de tranchées drainantes pour le pompage.

6. Références bibliographiques

- Rosler P. (2019) Rétablissement du confinement étanche du bassin de Montredon – rapport d'étude des investigations supplémentaires – diagnostic – commune de Salsigne (Aude) – *Mica Environnement*, 72.
- Vincent A., Laveneur D. (2016) Étude de faisabilité pour le rétablissement du confinement du bassin de Montredon, Commune de Salsigne (Aude) - *Mica Environnement*, 119.

ESSORAGE DE BOUES EN TUBES GÉOSYNTHÉTIQUES ET CRÉATION DE DEUX ALVÉOLES POUR LEUR ENTREPOSAGE RÉVERSIBLE

DEWATERING OF SLUDGES THROUGH GEOSYNTHETIC TUBES AND CONSTRUCTION OF TWO CELLS FOR THEIR REVERSIBLE STORAGE

François CAZEAUX¹, Thierry GISBERT², Michael MINET³, Pierre FROISSARD⁴ et Jérôme MENTION⁴

1 ARCADIS ESG, Ramonville Saint-Agne, France

2 ARCADIS ESG, Paris, France

3 ORANO CHIMIE-ENRICHISSEMENT, Narbonne, France

4 ARKOGEOS, Castanet-Tolosan, France

RÉSUMÉ – Deux alvéoles d’entreposage de Résidus de Traitement de Conversion de l’Uranium (RTCU) ont été construites entre 2019 et 2020 sur l’usine de Narbonne d’ORANO. Une couverture de 6 ha de géomembrane bitumineuse permettra de confiner les résidus historiques. Les aspects suivants sont détaillés :

- sûreté, radioprotection et contexte de travail spécifique à une Installation Nucléaire de Base (INB),
- conception des alvéoles, dimensionnement des tubes géosynthétiques pour l’essorage des boues, premiers retours d’expérience sur la réalisation des alvéoles,
- spécificités liées au mode de remplissage des alvéoles et dimensionnement des ancrages,
- inter comparaison de méthodes de contrôle de l’étanchéité.

Mots-clés : Tubes géosynthétiques, géomembrane bitumineuse, contrôles, INB, entreposage de matières et déchets radioactifs

ABSTRACT – Two cells for uranium conversion treatment residues (RTCU) have been built between 2019 and 2020 at the Narbonne plant of ORANO. 6 ha of capping system made of bituminous geomembrane will allow the confinement of these ancient waste. The following aspects are presented:

- safety, radioprotection, and specific working context linked to “Nuclear Basis Installation” (INB),
- cells design, sizing of geosynthetic tubes for sludges dewatering, first lessons learned from the cells’ construction,
- specificities related to the filling of the cells and anchorage sizing,
- inter-comparison of control methods and devices for watertightness survey.

Keywords: Geosynthetic tubes, bituminous geomembrane, control, INB, radioactive waste storage

1. Introduction et contexte du projet

ORANO opère, sur son usine de Narbonne (Aude), la 1^{ère} étape de traitement du cycle du combustible nucléaire, permettant de produire du tétrafluorure d’uranium (UF₄) à partir du minerai d’uranium. Le procédé industriel génère des effluents acides qui sont, dans un premier temps, neutralisés à la chaux.

L’implantation historique de l’usine sur ce site, au climat particulièrement venteux, autorise la mise en œuvre efficace d’un procédé de traitement par évaporation. Les effluents neutralisés sont donc dirigés ensuite vers des bassins de décantation et d’évaporation où s’accumulent des boues faiblement radioactives et des liquides saturés en sels (figure 1).

L’objectif du projet « PERLE » (Projet d’Entreposage Réversible des Lagunes au sein du périmètre de l’INB ECRIN) / « CERS » (Casier d’Entreposage Réversible de Surface), situé pour partie sur l’INB « ECRIN » (Entreposage Confiné de Résidus Issus de la conversion) » est double :

- libérer de la place dans les bassins de décantation pour assurer la continuité d’entreposage des futurs résidus,
- regrouper et confiner des résidus « historiques », produits entre 1960 et aujourd’hui.

Cet objectif sera atteint par un programme de travaux réalisés entre 2019 et 2022, comportant 6 ha de couverture en géomembrane bitumineuse au droit des anciens bassins de boues, la création de deux alvéoles d’entreposage réversible, imperméables et équipées d’une couche de drainage destinée à la collecte et au pompage des filtrats. Ceux-ci sont issus de l’essorage par tubes géosynthétiques des boues, préalablement pompées dans les bassins de décantation.

ARCADIS accompagne le maître d'ouvrage sur le site depuis 13 ans et est maître d'œuvre sur ce projet.



Figure 1. Vue d'ensemble du site et de l'INB « ECRIN »

Au total, 72 000 m³ de boues accumulées dans les bassins de décantation vont être draguées et déshydratées dans ces alvéoles. L'une d'elles a dû être construite dans les anciens bassins qui constituent l'INB, afin d'optimiser l'utilisation de l'espace et de regrouper les RTCU historiques.

Les déblais provenant du creusement de cette alvéole ont été réemployés pour le remodelage des anciens bassins, afin de constituer un dôme sur l'INB et de favoriser le ruissellement et la gestion des eaux pluviales sur la couverture, étanchée par géomembrane bitumineuse.

Ces travaux de terrassement ont dû être effectués dans des matériaux de faible portance et présentant une radioactivité alpha. La radioprotection des travailleurs et de l'environnement du chantier a été l'un des enjeux majeurs de ces travaux. Les solutions spécifiques comprennent la surveillance du vent maximal autorisé, l'arrosage des pistes et la mise en œuvre de brumisateurs (figure 2), le recouvrement quotidien des matériaux radioactifs, des cabines pressurisées pour les engins, une aire de lavage dédiée, des vêtements de protection et des masques filtrants pour les travailleurs à pied.

Afin de contrôler la propreté radiologique du chantier, un dispositif de surveillance continue en radioprotection a été déployé, avec la définition de seuils d'alerte et la surveillance de l'empoussièrement au moyen de balises de mesures de la concentration des poussières dans l'air, et de l'ambiance radiologique atmosphérique en amont et en aval éolien du chantier.



Figure 2. Chantier de terrassement avec brumisateurs et de pose des géosynthétiques avec protection du personnel

2. Conception et dimensionnement des ouvrages géosynthétiques : alvéoles, tubes et couverture

2.1. Les raisons du choix d'une géomembrane bitumineuse : conception et dimensionnement

Le choix du matériau constitutif de la géomembrane dépend des conditions de mise en œuvre, du contexte environnemental, du mode de soudure, des contraintes et du mode de vieillissement attendus ainsi que de l'objectif de perméation fixé.

2.1.1. Éléments de conception ayant abouti au choix de la géomembrane bitumineuse

Les éléments de conception considérés afin de choisir la géomembrane sont présentés ci-après.

- ✓ **Résistance au vent** : Les risques d'endommagement de la géomembrane par soulèvement lié aux vents constituent un critère important pour le choix du matériau sur le site, pour lequel la vitesse des vents peut dépasser 100 km/h, 8 jours par an.

L'utilisation d'une géomembrane bitumineuse élastomère, en fond/flancs d'alvéole comme en couverture, se présente comme une solution avantageuse sur le site. En effet, ce produit présente une masse surfacique supérieure à 4 kg/m² permettant de limiter considérablement le risque d'envol. Pour autant, en phase de travaux, un lestage doit être mis en œuvre afin d'éviter que le vent ne soulève les lés de géomembrane non encore soudés.

- ✓ **Résistance chimique** : Les géomembranes en bitume modifié par élastomère de type Styène-Butadiène-Styrène (SBS), ne doivent pas être mises en contact avec des solvants non polaires, des solvants aromatiques, des composés aliphatiques ou halogénés pendant de longues périodes, pas plus qu'avec des solutions fortement acides ou alcalines : pH < 2 – pH > 9 (ISO, 2008).

Les filtrats issus de l'essorage des boues des projets PERLE et CERS ne contiennent pas les agents chimiques pouvant porter préjudice aux géomembranes en bitume élastomère.

- ✓ **Durabilité** : Le dispositif d'étanchéité devra assurer ses fonctions pour une durée de vie de l'ouvrage d'environ 30 ans, c'est-à-dire jusqu'à l'horizon 2050. Les géomembranes en bitume élastomère, tout comme d'autres familles de produit, permettent d'atteindre cet objectif (Benchet et al., 2011 ; Touze-Foltz et al., 2015). De même, leur résistance aux UV est satisfaisante et la durée d'exposition sur site variera, de 2 ans dans le cas de l'alvéole PERLE, à 30 ans pour la couverture de l'INB.

- ✓ **Comportement aux variations de température** : les températures extrêmes relevées à Narbonne (moyenne décennale) sont de -6 °C à +39,8 °C. On estime qu'en été, la température en surface de la géomembrane pourra avoisiner les 70°C. Les contraintes de température prises en compte sont des amplitudes thermiques annuelles comprises entre -10°C et 70°C.

Les géomembranes bitumineuses présentent un coefficient de dilatation thermique quasi-nul, ce qui leur permet de garantir un bon contact avec le sol support même en cas de variations importantes de température (pas ou peu de plis). Les géomembranes en bitume élastomère présentent des résultats aux essais de pliage à froid de l'ordre de -20 °C, ce qui est satisfaisant vis-à-vis des contraintes du site. De même, leur température de fusion (limite entre l'état viscoélastique et l'état fondu) est bien *supérieure* à 80°C. La température bille-anneau du produit retenu varie de 110 à 140°C en cours de fabrication (liant fillérisé), et est *supérieure* à 100°C après vieillissement de 6 mois à 70°C. Nous verrons au § 3.2.2 que ce point mérite toute notre attention.

- ✓ **Comportement mécanique** : Les calculs réalisés prévoient des tassements totaux au droit de l'alvéole de l'ordre de 30 cm pour la hauteur de remplissage maximale prévue, de 9 m. Les tassements maximaux sont attendus dans les zones combinant les charges maximales appliquées et l'épaisseur de sols compressibles la plus importante, soit en fond d'alvéole. Au droit des digues périphériques, les tassements prévus seront relativement faibles, avec un tassement différentiel potentiel de 15 cm.

La figure 3 présente de manière schématique le tassement en fond d'alvéole. Dans le cas où le tassement maximal se produit au centre de l'alvéole, l'élongation de la géomembrane ($\Delta L/L$) sera inférieure à 1% mais dans la configuration la plus critique, dans le cas où le tassement de 30 cm se produit au pied de la digue et mobilise seulement les 1,5 à 2 m inférieurs de la géomembrane, l'élongation de la géomembrane pourrait atteindre 7 à 9%.

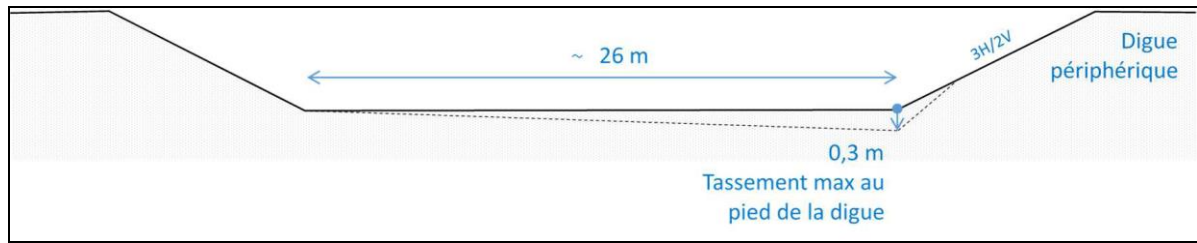


Figure 3. Tassements différentiels prévisionnels en fond d'alvéole

Les contrôles de tassement effectués en cours de chantier par mesures tassométriques en fond d'alvéole et sous les digues permettent de vérifier ces évaluations. Au stade de la présente publication, les mesures donnent une valeur maximale de 8 cm de tassement au droit de la digue périphérique depuis la mise en œuvre de l'étanchéité. L'alvéole étant à mi-hauteur de son remplissage en tubes géosynthétiques, les tassements principaux restent encore à observer.

- ✓ Afin de ne pas générer de résidus radioactifs supplémentaires à gérer lors des opérations futures de démantèlement, et pour faciliter la surveillance périodique, il a été choisi de ne pas recouvrir de sol la couverture de l'entreposage et d'assumer le choix d'une géomembrane exposée. Son vieillissement et son intégrité seront surveillés dans le temps au moyen d'inspections visuelles, de prélèvements et d'un programme d'essais réguliers en laboratoire (résistance en traction, perméabilité, température bille anneau, teneur en polymère, etc.).

2.1.2. Dimensionnement de la géomembrane bitumineuse

Conformément aux éléments de conception présentés ci-dessus, le dimensionnement de la géomembrane bitumineuse retenue pour les fonds, flancs et couvertures des alvéoles a abouti à la sélection du produit « Coletanche® ES2 », dont les caractéristiques certifiées sont présentées sur la figure 4.



FAMILLE DE PRODUITS : BITUME MODIFIE*		Valeur certifiée		Plage relative de variation à 95 %			
CARACTERISTIQUES CERTIFIEES				Mini	Maxi		
Largeur maximale de production : 5,2 m							
PHYSIQUES	Epaisseur fonctionnelle (mm) (EN 1849-1)	3,80		3,80	4,37		
	▪ Lisse (valeur moyenne)						
	▪ Non lisse						
ET	Valeur minimale individuelle	3,42					
	Masse surfacique (g/m ²) (EN 1849-1)	4486		4486	5159		
	Poinçonnement statique : (NF P 84-507)	450		405	-		
MECANIQUES	▪ Déplacement (mm)	14		11,9	-		
	Traction (kN/m) (EN 12311-1)	SP	ST	SP	ST	SP	ST
	▪ Résistance à 15 % déformation	14,8	12	11,1	9,0	-	-
	▪ Résistance à la rupture	24	20	18	15	-	-
	▪ Déformation à la rupture	55	55	44	44	-	-
HYDRAULIQUES	Perméabilité au liquide (NF EN 14150)	CONFORME					
*La conformité à la famille BITUME a été vérifiée à partir des caractéristiques décrites au verso.							
<small>SP : Sans Production ST : Sans Travers Les essais sont effectués suivant les normes citées complétées par le recueil des modes opératoires *La conformité à la famille a été vérifiée à partir des caractéristiques décrites au verso.</small>							
Approuvé par le Directeur, R. BIGUET 							
							

Figure 4. Extrait du certificat ASQUAL de la géomembrane bitumineuse posée

2.2. Conception de la vidange des bassins et dimensionnement des tubes géosynthétiques

Le projet consiste à libérer le contenu des bassins d'exploitation, initialement remplis par les boues de décantation, et à transférer les résidus dans des alvéoles à confiner pour une durée définie (notion d'entreposage).

2.2.1. Conception d'ensemble du procédé

Les boues des bassins à libérer, rendues liquides par un dispositif de pompage adapté (pompe à vortex, excavateurs et jets haute pression, permettant de remettre la matière solide en suspension), font l'objet d'un dragage piloté à distance et d'une floculation, avant essorage dans des tubes géosynthétiques. Les tubes géosynthétiques sont remplis par étage superposés à l'avancement, au sein de deux alvéoles. Le procédé de déshydratation mis en œuvre vise in fine une réduction de volume des boues entreposées d'un facteur 2.

Le volume total des deux alvéoles d'entreposage est supérieur à 40 000 m³.

Le procédé dans son ensemble est présenté sur la figure 5.

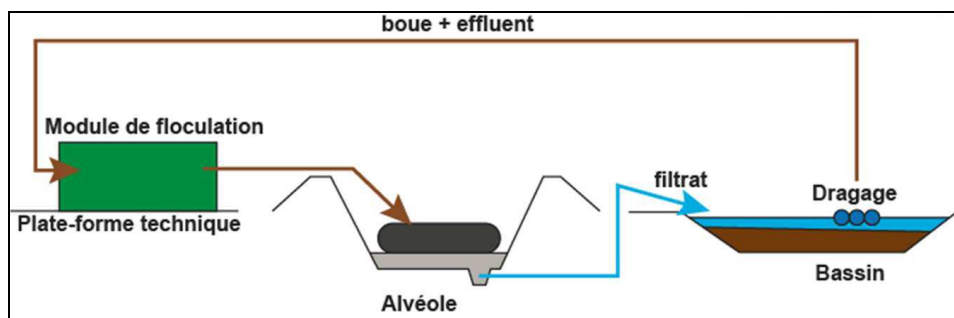


Figure 5. Synoptique d'ensemble du procédé de dragage et d'essorage des boues

2.2.2. Dimensionnement des tubes géosynthétiques

Le dimensionnement des tubes géosynthétiques requis pour l'essorage des boues a abouti, après discussion avec l'entreprise, à la sélection du produit « Enka®-Tube GTT OS425 B » dont la fiche technique est présentée sur la figure 6. Ce produit a été sélectionné en raison de son importante ouverture de filtration permettant d'optimiser le temps de ressuyage d'une couche à l'autre.

Description du produit			
Polymère	Densité	Point de fusion	Construction
100% Polypropylène	0,91 kg/dm ³	165 °C	Bandes
Caractéristiques			
Caractéristiques Mécaniques	Norme	Unité	Performance
Résistance opérationnelle - Sens circonférentiel	ASTM D 4595 - D4884 EN ISO 10319	kN/m	78
Résistance opérationnelle - Sens axiale	ASTM D 4595 - D4884 EN ISO 10319	kN/m	78
couture résistance d'usine	ASTM D4884	kN/m	78
Résistance à la traction (SP x ST)	ASTM D 4595 EN ISO 10319	kN/m	78 x 110
Déformation à l'effort max. (SP x ST)	ASTM D 4595 EN ISO 10319	%	20 x 20
Résistance au poinçonnement statique (CBR)	EN ISO 12236	kN	12,5
Masse surfacique	EN ISO 9864	g/m ²	600
Caractéristiques Hydrauliques	Norme	Unité	Performance
Taux de déshydratation	ASTM D 4491 EN ISO 11058	L/m ² min	1400
Perméabilité normale au plan (Vih50)	EN ISO 11058	l/m ² s	23
Ouverture de filtration apparent	ASTM D 4751	µm	420
Durabilité	Norme	Unité	Performance
résistance résiduelle après exposition aux UV (500h)	ASTM D4355	%	95

Figure 6. Fiche technique des tubes géosynthétiques

2.2.3. Spécificités liées au mode de remplissage des alvéoles et dimensionnement des ancrages

Dans les alvéoles destinées à accueillir les tubes géosynthétiques d'essorage des boues, le géotextile de protection supérieur n'est pas ancré avec la géomembrane mais est maintenu par un lestage glissant en crête afin d'éviter tout effort de traction sur la géomembrane.

De plus, les tubes géosynthétiques présents dans l'alvéole, ne sont pas disposés en contact direct avec le dispositif d'étanchéité. La figure 7 illustre le remplissage de l'alvéole : des matériaux granulaires drainants de type 20/40 sont disposés entre les tubes périphériques et les flancs, ce qui limite le risque d'éclatement des tubes géosynthétiques et diminue les efforts de traction appliqués sur le géotextile du talus, puisque les matériaux granulaires drainants subissent un cisaillement lors du tassement des tubes géosynthétiques.



Figure 7. Alvéole PERLE à différents stades de remplissage avec les tubes géosynthétiques

Un premier calcul permet de définir l'épaisseur minimale requise de matériaux drainants séparant les flancs et les tubes géosynthétiques ; la valeur à partir de laquelle le cisaillement est nul, est définie égale à 30 cm. Cette valeur est calculée en estimant que la forme de sol déplacé et impacté par les tassements des tubes géosynthétiques est tronconique avec un angle égal à 85 degrés par rapport à l'horizontale (selon EBGeo (2011)).

Un deuxième calcul est réalisé dans une approche sécuritaire, afin d'estimer les efforts de traction que pourraient subir la géomembrane, du fait des tassements des tubes géosynthétiques, en considérant que les tubes géosynthétiques, les matériaux granulaires et le géotextile de protection sont solidaires. Ce calcul ne prend pas en compte plusieurs facteurs favorables tels que la déformation de la géomembrane, l'augmentation de la butée de pied avec les tassements, le cisaillement des boues et des matériaux granulaires. Les résultats du calcul montrent que le système est auto-stable et que la géomembrane ne subit aucun effort inhérent aux tassements des tubes géosynthétiques.

Les détails de ces calculs sont disponibles auprès des auteurs.

Dans cette configuration, le géotextile de protection est exposé à l'action des UV pendant 1 an.

Lors de la rédaction de la présente publication, le géotextile de protection est en place depuis 7 mois et le remplissage de l'alvéole se poursuit (3^{ème} étage sur 4). Le géotextile posé sur les talus subit très peu d'effort en traction lors de ce remplissage, conformément aux calculs réalisés lors du

dimensionnement. Ces efforts mineurs se traduisent par un léger étirement du géotextile, à peine visible au droit des événements en crête d'alvéole. Le lestage glissant, dimensionné pour être mobilisé à partir d'un effort de traction d'environ 10% de la résistance en traction du géotextile, ne présente pas de mouvement visible.

3. Premiers retours d'expérience sur la réalisation des ouvrages

3.1. Des motifs de satisfaction ...

Concernant la surveillance environnementale et la radioprotection, nous avons pu constater que les mesures mises en œuvre, telles que l'arrosage et la brumisation mobile, les recouvrements quotidiens des matériaux radioactifs remobilisés, et les moyens de contrôles intégrés ont permis d'abattre efficacement les poussières atmosphériques, de prévenir le risque de dérive et de maîtriser le risque d'exposition radiologique des travailleurs durant les phases de terrassement.

Les balises de mesure de l'empoussièrement ainsi que les différents appareils de prélèvement atmosphériques n'ont, en effet, jamais dépassé les seuils d'alerte fixés sur plus de 12 mois de terrassement (seuil d'alerte empoussièrement de 0,22 mg/m³).

Depuis que la couverture est en place (figure 8), les infiltrations d'eaux pluviales sont limitées ce qui doit permettre le ressuyage de la nappe perchée, et donc la sécurisation de la stabilité des digues périphériques du massif d'entreposage des résidus historiques sur lequel sont situés les bassins.

L'absence de plis à la mise en œuvre, facilitée par la masse surfacique importante de la géomembrane bitumineuse, est appréciable, sur un site très venté. Au total, 60 000 m² de géomembrane bitumineuse ont ainsi été posés en 3 mois de travaux, soit des rendements d'environ 1000 m²/j, à comparer aux ratios couramment observés en contexte classique, sans contrainte particulière (environ 2000 m²/j).



Figure 8. Aspect final de la couverture de l'INB en géomembrane bitumineuse

3.2. Mais aussi des difficultés à surmonter

3.2.1. Difficultés liées aux vents forts

Malgré le lestage mis en œuvre sur le terrain (big bags), des soulèvements dus au vent sont tout de même à déplorer pour des vitesses des vents de l'ordre de 25 à 30 km/h de vent moyen (avec rafales) alors qu'il avait été défini un arrêt de chantier pour intempérie à partir de 35 km/h de vent moyen ou 40 km/h en rafales. Le monitoring de la vitesse de vent moyen ne semble pas adapté pour un chantier de pose de géosynthétique, le suivi de la vitesse de vent en rafale devant être privilégié.

Les soulèvements de la géomembrane bitumineuse sont difficiles à réajuster ultérieurement en raison de sa masse surfacique importante et les soudures correspondant à ces zones s'en trouvent compliquées, voire défectueuses et pouvant présenter des « bouches de poisson » (cf. § 4 et figure 9 photo de gauche).

3.2.2. Difficultés liées à la chaleur et à l'exposition au soleil de la géomembrane en place

La géomembrane installée, et exposée au soleil sur certains talus, a subi un fluage de certaines soudures (figure 9, photo de droite) lors d'une des journées d'été les plus chaudes. Ce jour-là, la température extérieure a atteint une valeur supérieure à 42°C sur le chantier. De plus, il s'agissait d'une journée de vent faible, ce qui est peu fréquent sur le site et augmente la température ressentie.

La température mesurée directement sur la géomembrane bitumineuse, le jour de l'observation des désordres, a atteint 65°C sur les talus exposés au Nord, qui n'ont pas présenté de désordre, et entre 72 et 82°C sur les talus exposés au Sud, sur lesquels les désordres ont été relevés. Les températures ont pu, en réalité, être encore supérieures, dès lors que leur mesure a eu lieu après l'observation des désordres, dans l'après-midi.

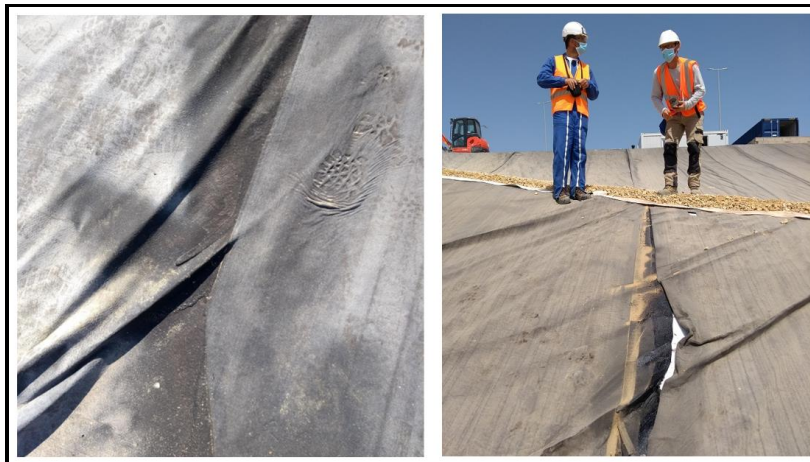


Figure 9. Désordres liés aux conditions climatique (vent et fortes températures)

Le diagnostic réalisé ensuite a conclu à un fluage des soudures dû à la température excessive, dont les effets ont été mobilisés par la circulation sur la rampe d'accès, visible à droite de la figure 9.

Le choix de garder une géomembrane exposée est évidemment la cause première du désordre puisque, recouverte d'un géotextile blanc, l'élévation de température de la géomembrane aurait été moindre. Ce choix, assumé, a été expliqué précédemment au § 2.1.1.

Initialement un positionnement de la géomembrane face sablée vers le bas avait été envisagé pour conforter le niveau de décollement souhaité au-dessus de la géomembrane, en augmentant le frottement de l'interface inférieure. Il a été finalement choisi de la mettre en œuvre dans l'autre sens, pour permettre une soudure facilitée, avec le film plastique placé en dessous. La face lisse de la géomembrane étant placée vers le bas, le frottement d'interface entre la géomembrane et le géotextile sous-jacent s'en est trouvé diminué, facilitant son glissement sous les sollicitations de circulation des engins sur la rampe. Par ailleurs, le frottement d'interface entre le géotextile de protection supérieur, placé sous les graviers de la rampe, et la géomembrane, est plus élevé au contact de la face sablée. Des efforts de traction plus importants ont, dès lors, été transmis à la géomembrane lors de la circulation des engins sur les graviers de la rampe.

Ces sollicitations ont mobilisé les joints surchauffés. C'est donc, comme toujours, un ensemble de causes qui a créé les circonstances du désordre observé.

3.2.3. Questionnements liés à la détection des fuites en contrôle de réception

De nombreuses fuites ont été détectées avec la méthode de l'arc électrique, mise en œuvre en contrôle de réception, après la pose de la géomembrane. Ces défauts, invisibles à l'œil nu (voir figure 10), ont dans un premier temps été repris. La question de leur existence réelle s'est posée, l'incertitude demeurant sur la réalité d'un « trou » ou d'un artéfact lié à une zone conductrice dans la géomembrane.

Un plan d'expérience, à des fins d'inter-comparaison de méthodes de contrôle, a donc été établi avec le concours d'Arkogéos, contrôle extérieur. Il est présenté au chapitre suivant.



Figure 10. Détection de défaut mineur par la méthode de l'arc électrique

4. Inter comparaison de méthodes de contrôle de l'étanchéité

Différentes méthodes de contrôle ont été comparées le même jour, sur une zone de 2500 m², afin de valider la méthodologie à suivre pour contrôler et réceptionner l'ensemble de la couverture (65 000m²).

Il s'agit des méthodes suivantes (cf. figure 11) :

- « l'Arc Tester » ou Arc électrique, (ASTM D7953), adapté au contrôle électrique de géomembrane sèche et propre,
- l'AquaTT® (ASTM D7002) ou Flaque d'eau, adapté aux géomembranes humides et sales,
- la cloche à vide.



Figure 11. Méthodes de l'arc électrique, de la flaque d'eau et de la cloche à vide, de gauche à droite

Il a été mis en évidence une très bonne corrélation entre la méthode de l'Arc électrique et la méthode de la cloche à vide. En effet, sur les 30 défauts identifiés par la méthode de l'Arc électrique, 29 ont pu être confirmés par la cloche à vide. Dans un premier temps, certains défauts n'avaient pas pu être identifiés à la cloche à vide mais, après un second passage à l'Arc électrique et une localisation plus précise, un nouveau contrôle a permis de mettre en évidence le défaut : la peinture avait sans doute refermé la perforation, décidément de très petite taille.

Aucun des 30 défauts mineurs n'a pu être identifié par la méthode de la flaque d'eau, les limites inhérentes à la méthode ayant été atteintes : l'eau ne peut pas s'infiltrer dans des défauts de très petite

taille et dans une configuration en pente et sans charge. De plus, dans la configuration de l'essai, l'eau s'écoulait directement dans les fossés, générant un passage de courant qui a nui à la détection. Cette méthode, testée sur des défauts de perforation majeurs (dents du chariot élévateur), est évidemment validée par ailleurs.

On constate que la majorité des défauts mis en évidence est située au niveau de soudures, seulement 4 d'entre eux étant présents en partie courante, ce qui confirme les difficultés liées à la soudure de la géomembrane bitumineuse par grand vent et forte température.

Dès lors, il a été retenu de ne réparer que les défauts visibles à l'œil nu, car majoritairement responsables des fuites, sauf dans les points bas des fossés où ils ont tous été réparés. Les défauts invisibles à l'œil nu ne sont pas réparés car, sur un dôme, la charge hydraulique appliquée en période pluvieuse est négligeable et le débit de fuite correspondant, quasiment nul.

L'ensemble des défauts détectés par la méthode de l'arc électrique sera porté au plan de récolement pour permettre leur contrôle ultérieur, dans le cadre du programme de suivi à long terme de la géomembrane exposée en couverture.

Enfin, seule la méthode de contrôle à l'arc électrique est retenue pour la suite du contrôle de la couverture.

5. Conclusions

Le chantier en cours sur l'INB a pour objectif de :

- libérer de la place dans les bassins de décantation pour assurer la continuité d'entreposage des futurs résidus générés par l'activité de l'usine,
- regrouper et confiner des résidus « historiques ».

Ainsi, 6 ha de couverture en géomembrane bitumineuse ont été mis en œuvre au droit des anciens bassins de boues et deux alvéoles d'entreposage ont été créées pour recevoir les tubes géosynthétiques destinés à l'essorage des boues de décantation pompées dans les bassins.

Le dragage et l'essorage des boues sont en cours. Les tubes d'essorage (plus de 2 m de hauteur après remplissage et ressuyage), sont empilés sur 4 niveaux, soit environ 9 m de hauteur cumulée dans une alvéole étanche qui sera ensuite également couverte en géomembrane bitumineuse. Ce chantier de déshydratation en contexte radioactif et sur ces hauteurs d'empilement constitue une réussite (bonne mise en œuvre des couches de drainage, tassements maîtrisés, absence de déchirures, bon rendement de déshydratation).

Pour la couverture de l'INB, le choix d'une géomembrane bitumineuse élastomère exposée s'avère pertinent, malgré les difficultés opérationnelles rencontrées, liées notamment aux ancrages et aux conditions climatiques.

Enfin, le chantier a fait l'objet d'une campagne d'inter-comparaison des méthodes de détection de fuites, à la réception de la géomembrane, et a permis de définir le protocole de contrôle adapté, basé sur la méthode de l'Arc électrique.

6. Références bibliographiques

- ASTM D7002. (2016). Standard Practice for Electrical Leak Location on Exposed Geomembranes Using the Water Puddle Method.
- ASTM D7953. (2016). Standard Practice for Electrical Leak Location on Exposed Geomembranes Using the Arc Testing Method
- Benchet R., Herisson C., Gerbaud F., Croissant D., Grivaud S. (2011). Étude sur la durabilité des géomembranes en bitume élastomère exposées sur site depuis 6 à 30 ans. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2011*, pp. 395-404.
- EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements—EBGEO. Digital in English.
- ISO. (2008). Géosynthétiques – Lignes directrices concernant la durabilité. Spécifications techniques, référence ISO/TS 13434:2008(F).
- Touze-Foltz N., Farcas F., Benchet R. (2015). Évaluation du vieillissement de deux géomembranes bitumineuses de différentes natures après 15 ans en service. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2015*, pp. 417-426.

DISPOSITIF D'ÉTANCHÉITÉ SUR UN DÉPÔT DE BOUES ROUGES : CONTRIBUTION DES GÉOGRILLES DE RENFORT ET DE STABILISATION

GEOSYNTHETIC LINING SYSTEM ON A SOFT RED MUD POND : USE OF REINFORCEMENT AND STABILISATION GEOGRIDS

Sébastien GASTAUD
France Maccaferri, Valence, France

RÉSUMÉ – Cet article présente un chantier d'ampleur sur un site industriel où l'utilisation de géogrilles a permis la réalisation d'un bassin de rétention d'eaux pluviales fondé sur des boues rouges, un matériau plastique et thixotrope. Ce bassin de 110 000 m³ collecte l'ensemble des eaux de ruissellement du site et évite leur relargage dans l'environnement. Il est installé au point bas du site sur un bassin de boues rouges non consolidées sur lequel il demeurerait impossible de marcher. Afin d'installer le dispositif d'étanchéité par géosynthétiques dans de bonnes conditions, deux types de géosynthétiques ont été installés dans l'assise du bassin : un géocomposite de stabilisation pour assurer la traficabilité et une géogrille de renforcement pour protéger le dispositif d'étanchéité d'une déformation excessive.

Mots-clés : géogrille, renforcement, stabilisation, boues rouges

ABSTRACT – This paper presents a jobsite of exceptional size and technicity where geogrid have allowed to realize a rainwater basin grounded on a red mud deposit, a very soft and thixotropic material. This 100 000 m³ basin collects the major part of the run-off water flowing on the industrial site and avoid the discharge of this water into the environment. Before the jobsite, it was impossible to walk on the red mud, which are stayed unconsolidated since their deposit. In order to install in good conditions the lining system on the red mud, deux types of geosynthetics was installed in the base on the basin: a geocomposite of stabilization to guaranty enough trafficability on red mud to and a reinforcement geogrid in order to protect lining system from excessive elongation during the whole lifespan of the basin.

Keywords: Geogrid, reinforcement, stabilisation, red mud.

1. Introduction

Cet article présente un chantier d'ampleur sur un site industriel où l'utilisation de géosynthétiques a permis de réaliser un bassin de rétention d'eaux pluviales fondé sur des boues rouges, un matériau plastique et thixotrope. L'aluminium est fabriqué à partir d'alumine extraite de la bauxite grâce au procédé Bayer. Les co-produits de cette extraction forment les boues rouges (BR). Ces résidus très basiques sont extrêmement fins et très riches en eau, leur donnant un comportement de fluide non newtonien pseudo-plastique hautement visqueux. Le stockage des BR et la réhabilitation des dépôts de BR est un enjeu partout dans le monde.

À Gardanne, le site industriel fabrique des alumines depuis 130 ans. Sur le site de Mange-Garri tout proche, de grandes quantités de BR ont été stockées. Dans le bassin B7, des boues rouges riches en eau sont déposées depuis plusieurs décennies sur une épaisseur allant jusqu'à 20 m. Bien que la surface de B7 soit asséchée sur une dizaine de centimètre, il demeurerait impossible de marcher sur le site, les matériaux se comportant comme des sables mouvants. Aucun engin motorisé ne pouvait évoluer sur ce bassin.

Altéo, le propriétaire du site lors de la réalisation de ce chantier, est engagé dans une démarche de réduction de ses impacts sur l'environnement. Parmi ses projets, la création d'un bassin d'eaux pluviales de 110 000 m³ collectant l'ensemble des eaux de ruissellement du site et évitant leur relargage dans l'environnement. Ce bassin de rétention devait être construit sur le bassin B7 actuel. Avec les boues rouges en place fluides et non consolidées, l'installation du dispositif d'étanchéité (GSB et Géomembrane) était impossible. Des essais de cloutage avec du matériaux très grossiers et des essais de traitement aux liants hydrauliques ont été tentés sans succès. La solution géosynthétique est vite apparue comme incontournable. Deux types de géosynthétique assurant des fonctions distinctes ont été employés afin de préparer une assise stable au futur bassin étanche :

- Afin d'assurer la traficabilité, il a été nécessaire d'installer un géocomposite constitué d'un géotextile de filtration et d'une géogrille de stabilisation.

- Afin de protéger le dispositif d'étanchéité d'une déformation excessive en cas de tassement différentiel, une géogrille de renforcement a été utilisée.

Dans la première partie, le contexte général des boues rouges à Gardanne est rappelé. Ensuite le projet de bassin fondé sur les BR est présenté. Enfin les deux solutions géosynthétiques sont explicitées et des photos de leur mise en œuvre sont reportés.

1.1. Contexte du site de Gardanne

L'aluminium est fabriqué à partir d'alumine, l'oxyde d'aluminium (Al_2O_3). La roche mère est la bauxite qui contient environ 50% d'alumine. L'extraction de l'alumine de la bauxite s'effectue grâce au procédé Bayer, développé en 1893 à Gardanne (13) : la bauxite est broyée en particules de moins de 315 μm , qui sont ensuite attaquées à la soude à haute température (250°C). La solution obtenue est lavée à plusieurs reprises pour extraire la liqueur d'alumine. Il résulte de cette extraction, des boues rouges (BR) constituée majoritairement d'eau, d'oxyde de fer et de quartz, et contenant des traces l'alumine et de métaux lourds. Les boues rouges sont très basiques, leur pH est compris entre 8,4 et 12,6 et sont extrêmement fines, avec un d_{50} entre 3 μm et 15 μm . Les boues rouges ont un comportement de fluide non newtonien pseudo-plastique hautement visqueux, leur siccité est comprise entre 30 et 40%, et ne se consolident pas.

A Gardanne, en 1894, l'usine d'alumine Péchiney fut la première au monde à exploiter le procédé Bayer pour extraire des alumines à partir de la bauxite. Ces alumines furent d'abord employées pour produire de l'aluminium puis plus récemment pour produire des alumines de spécialité utilisées notamment dans les abrasifs, les matériaux réfractaires, les céramiques et les isolants.

En 130 ans d'exploitation, des dizaines de millions de tonnes de boues rouges ont été produites. D'abord stockées à terre, l'emprise foncière exigée par les bassins de résidus (plusieurs dizaines d'hectare) poussa l'industriel à trouver une autre solution : les rejeter directement dans la Méditerranée. En 1966, un pipeline de 55 km de long fut construit, il débouche à 7 km de la côte par 320 mètres de fond, en tête de la fosse de Cassidaigne. Entre 1966 et 2015, ce pipeline a évacué au fond de la Mer des millions de tonnes de boues rouges produites par l'usine. Ces matériaux se comportent comme des sédiments, se déposant sur l'ensemble de la fosse, jusqu'à plus de 2000 m de profondeur. Le front de sédimentation est à plus de 60 km du point de dépôt et avance de plusieurs kilomètres par an. Depuis 2015, les boues rouges sont à nouveau gérées à terre : elles sont asséchées grâce à des filtres presses de très grande capacité puis déposées sur le site de Mange Garri. Dans cet état hydrique, les résidus de bauxite sont des matériaux pouvant être utilisée comme remblai.

Depuis 130 ans, sur le site de Mange-Garri tout proche de l'usine de Gardanne, de grandes quantités de boues rouges ont été entreposées. Le bassin B7 résulte du comblement d'un vallon à la suite de la réalisation d'une digue à l'aval (Figures 1 et 2) ; au plus profond, 20 m de boues rouges sont présents. Du fait de sa position basse, le bassin B7 reçoit une bonne partie des eaux de ruissellement du site de Mange-Garri. Ainsi, depuis leur dépôt dans B7, les BR ne se sont pas consolidées : bien que la surface de B7 soit asséchée sur une dizaine de centimètres (Fig. 3), il demeurerait impossible de marcher sur le site, les BR se comportant comme des sables mouvants. Aucun engin motorisé ne pouvait évoluer sur ce bassin.



Figure 1. Vue Satellite du bassin B7 du site de Mange Garri. Au Nord du bassin, la plage de dépôt consolidée, et au sud du bassin une zone avec un surnageant sur les boues rouges liquides



Figure 2. Vue du bassin B7 depuis la plage au Nord



Figure 3. Surface de B7 : boues rouges asséchées en surface mais liquides à faible profondeur

1.2. Projet de création d'un bassin d'eaux pluviales

Comme indiqué plus haut, un bassin d'eaux pluviales de 110 000 m³ devait être implanté au point bas du site, c'est-à-dire sur le bassin B7. Le bassin de rétention devait donc être installé sur des épaisseurs de 0 à 20 m de boues rouges fluides et non consolidées, sur lesquelles il était impossible de marcher. Deux problématiques majeures sont alors apparues :

- Avoir une traficabilité suffisante à la surface de B7 pour installer un dispositif d'étanchéité par géosynthétique (DEG). Il est primordial de permettre aux soudeurs et aux engins de se déplacer en sécurité.
- Assurer que, malgré les tassements différentiels inéluctables, le DEG conserverait son intégrité durant toute la durée de vie de l'ouvrage (120 ans) en évitant une déformation excessive.

Dans un premier temps, deux solutions traditionnelles ont été évaluées. Des essais de cloutage avec du matériau très grossiers ont été conduits ; le 0/250 déversé sur les boues rouges s'incorporait immédiatement dans la boue, sans jamais obtenir de refus et d'augmentation de portance en surface. Ensuite des essais de traitement aux liants hydrauliques ont été tentés sans succès. Face à l'échec de ces deux méthodes traditionnelles, la solution géosynthétique a été envisagée.

2. Solutions géosynthétiques proposées

Le bassin de rétention devait être construit sur des boues rouges non consolidées sur lesquelles la circulation et *a fortiori* l'installation du dispositif d'étanchéité (GSB et Géomembrane) étaient impossibles. La solution géosynthétique est apparue comme incontournable, deux types de géosynthétique assurant des fonctions distinctes ont été employés afin de préparer une assise stable au futur bassin étanche (Fig. 4) :

- Afin d'assurer la traficabilité, un géocomposite de stabilisation composé d'un géotextile de filtration et d'une géogrille de stabilisation a été déroulé directement sur les boues rouges.
- Afin de protéger le dispositif d'étanchéité d'une déformation excessive en cas de tassement différentiel, une géogrille de renforcement a ensuite été installée.

Le remblai utilisé entre le géocomposite de stabilisation et la géogrille de renforcement et celui utilisé entre la géogrille et le GSB est un résidu de bauxite asséché au filtre presse.

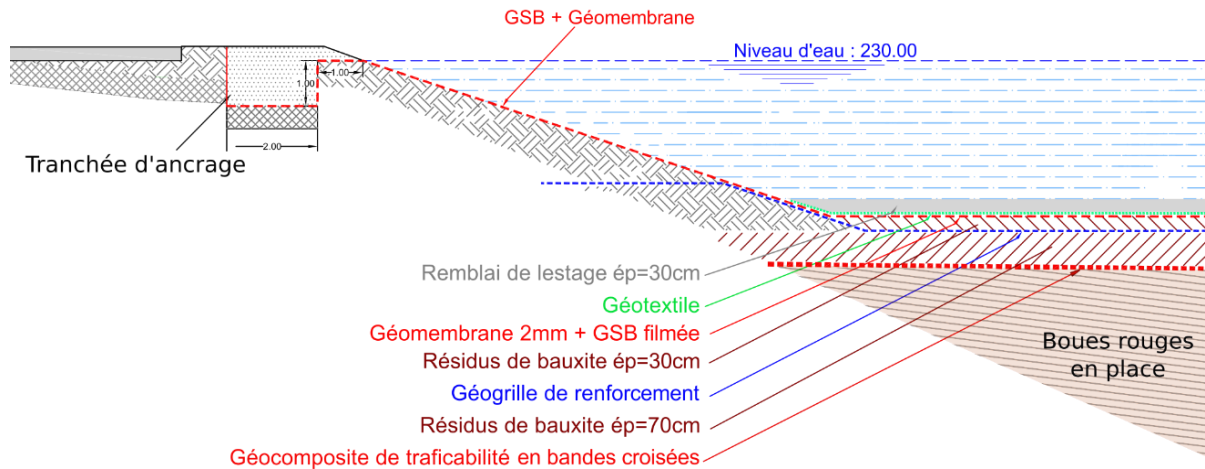


Figure 4. Coupe type du dispositif d'étanchéité associé aux géogrilles et géocomposite.

2.1. Géocomposite de stabilisation

Les boues rouges du bassin B7 ont une teneur en eau qui les rendent impossibles à trafiquer, même à pied dans les zones les plus humides. En effet, les boues rouges ont un comportement thixotrope : lorsqu'elles sont cisailées, elles se liquéfient. Pour stabiliser la couche de résidus issus du filtre presse, il convenait de limiter le cisaillement des boues rouges sous-jacentes. Il fallait donc interposer un élément particulièrement raide et frottant entre les boues rouges et les résidus de bauxite asséchés.

Les géogrilles de stabilisation sont reconnues pour améliorer la portance et la traficabilité depuis plusieurs décennies. Depuis 2016, la fonction *stabilisation* est officiellement reconnue par l'ISO/TC 221 dans la norme terminologique ISO 10318 (Corbet et Cazzuffi, 2007) et se définit comme la capacité à améliorer les propriétés mécaniques d'une couche de matériau non lié en diminuant les déformations sous les charges appliquées. Les géogrilles de stabilisation doivent présenter une grande résistance à la fatigue car elles sont mobilisées par des charges cycliques (circulation d'engin, de véhicule...) (Leng et Gabr, 2002). Ces géogrilles se caractérisent par une forte raideur initiale à la traction et une forte rigidité en flexion / torsion des mailles carrées. Ces caractéristiques permettent de confiner les matériaux dans les mailles de la géogrille et ainsi éviter leur déplacement lors des chargements successifs, ce phénomène est appelé interblocage. Il existe des méthodes permettant de dimensionner les couches de forme stabilisées par géogrilles (AASHTO, 2011 ; Leng et Gabr, 2002 ; Giroud et Han, 2004 a et b).

Les géogrilles de stabilisation sont fabriquées à partir de polypropylène (PP) extrudé puis étiré. Ce processus engendre une forme d'écrouissage du PP, en orientant les chaînes polymériques dans les 2 directions de traction. Ce mode de fabrication confère aux géogrilles de stabilisation leurs grandes raideurs en flexion / traction et torsion. Par ailleurs, le PP est un polymère inerte chimiquement : il résiste parfaitement à un milieu très basique comme celui des boues rouges.

Pour ce chantier, la géogrille de stabilisation devait être installée directement sur les boues rouges fines et saturées en eau. Il est apparu essentiel d'associer la fonction filtration à la fonction stabilisation. Afin d'éviter le mélange entre les résidus de bauxite asséchés et les boues rouges en place, un géocomposite associant une géogrille de stabilisation en PP (40 kN/m de résistance dans les 2 directions) et un géotextile de filtration également en PP a été testé sur le site. Deux essais ont été réalisés sur le bassin B7 du site de Mange Garri : en juin 2019 dans la zone la plus humide afin d'obtenir une traficabilité piétonne et pour les petits engins de reconnaissance géotechnique. Le second en juillet 2019, lors de la construction de la piste centrale traversant le bassin du Nord au Sud. 0,7 m de résidus de bauxite asséchés ont été déversés au tombereau et poussés au bull sur le géocomposite de stabilisation (Fig. 5).



Figure 5. Installation du géocomposite de stabilisation lors de la réalisation de la piste centrale.

Grâce à ses mailles carrées rigides et à son épaisseur, la géogrille a un frottement élevé avec les résidus de bauxite issus de filtre presse. Grâce à sa très forte raideur, la géogrille supprime les efforts cisailant à la base de la couche de résidus de bauxite issus de filtre presse : les boues rouges fluides sous la géogrille ne sont plus cisailées, elles ne subissent plus leur comportement thixotrope. Ainsi, la liquéfaction des boues rouges est limitée : il en résulte une portance largement améliorée. Les essais ont montré la capacité de la Macgrid CE 40S à :

- augmenter la portance : des hommes et un petit chenillard peuvent circuler en sécurité sur le géocomposite, sur les boues rouges les plus liquides, là où c'était impossible sans géocomposite.
- limiter le poinçonnement des boues rouges en place lors de la mise en œuvre des résidus issus de filtre presse. Les résidus issus de filtre presse ne s'incorporent plus aux boues rouges.
- limiter l'orniérage sur la couche de résidus issus de filtre presse : les bulls et les tombereaux évoluent en sécurité sur le fond de forme, sans détériorer le support.

Les résultats obtenus ont validé la structure finale de l'assise du DEG : avec 2 couches croisées de géocomposite de stabilisation et 0,8 m de résidus de bauxite on obtient une surface suffisamment porteuse pour la circulation des engins de chantier sans orniérage marqué en surface (Fig. 6).



Figure 6. Installation du géocomposite de stabilisation en 2 nappes croisées.

2.2. Géogridde de renforcement

2.2.1 Présentation de la solution

La géomembrane a une unique fonction : l'étanchéité. Pour assurer cette fonction à long terme, elle ne doit pas être sollicitée en traction pour éviter sa déformation au-delà d'un seuil admissible. Un bureau d'étude externe spécialisé dans le dimensionnement des géosynthétiques a réalisé une modélisation aux éléments finis afin de dimensionner une géogridde de renforcement installée 0,3 m sous la géomembrane, et qui limitera la déformation de cette dernière à 1 %. Cette géogridde reprendra les efforts en traction dus aux tassements différentiels inéluctables avec des épaisseurs de boues rouges sous le futur DEG variant de 0 à 20 m. Le dimensionnement a abouti à une géogridde qui doit présenter une résistance à la traction à long terme (120 ans) de 30 kN/m à seulement 3% de déformation dans les conditions du projet (pH très basique).

Une géogridde de la gamme Paragrid a été sélectionnée : ces géogrilles se caractérisent par leur conception unique : les fils de renfort en PET sont gainés avec du PEHD, un polymère inerte (utilisé pour la géomembrane). L'extrusion de la gaine PEHD autour des fils de renforts les isole de l'environnement, comme le fait une gaine isolante autour d'un fil électrique. Ainsi les géogrilles à renfort gainé peuvent être utilisées dans tous les milieux, y compris les plus extrêmes comme les boues rouges.

2.2.2 Justification de la géogridde

La justification est l'étape permettant de calculer la résistance à la traction nominale que doit présenter la géogridde pour assurer une résistance à la traction à long terme supérieure à l'effort calculé lors du dimensionnement. Ici, la géogridde devait présenter une résistance à la traction dans 120 ans et à 3% de déformation supérieure à 30 kN/m, soit une raideur de 1000 kN/m. Pour déterminer la résistance à long

terme, il faut connaître les coefficients réducteurs s'appliquant spécifiquement aux géogrilles utilisées. Le *British Board of agreement* (BBA) est un organisme britannique qui fait référence sur les géogrilles de renfort. Le BBA publie des certificats (disponible sur www.bbacerts.co.uk) sur un grand nombre de géogrilles. Ces certificats compilent, pour chaque gamme de géogrille certifiée, l'ensemble des données techniques mesurées en laboratoire sur les géogrilles. On y retrouve les caractéristiques mécaniques à court terme (résistance, courbe contrainte / déformation) et les facteurs de réduction mesurés en laboratoire pour diverses conditions :

- de pH et de température pour la dégradation chimique,
- de température pour le fluage,
- de granularité du matériau mis en œuvre sur la géogrille et d'intensité de compactage pour l'endommagement.

Le BBA offre donc aux maîtrises d'ouvrage et d'œuvre la possibilité d'avoir accès à une information fiable et complète pour s'assurer de l'adéquation entre la géogrille proposée et les problématiques propres à leur chantier. Pour ce chantier sensible, la géogrille devait être certifiée par le BBA. Dans le tableau 1, l'ensemble des coefficients réducteurs issus du certificat BBA de la géogrille utilisée sont précisés. Ces facteurs correspondent à ceux préconisés dans la norme BS 8006 (2010).

Tableau 1. Coefficients de réduction de la géogrille utilisée (*HAPAS Certificate 6/H249, BBA 2021*)

Coefficients réducteurs (CR) certifiés par le BBA / Conditions considérées	Valeurs BBA
CR lié au fluage T_{flu} / 120 ans ; 20°C	1,38
CR lié à l'endommagement à la mise en œuvre T_{end} / <i>Concrete Sand</i> $D_{50} = 0,7$ mm $D_{90} = 4$ mm	1,01
CR lié à la dégradation chimique T_{deg} / 120 ans ; 20°C ; $9,6 < pH < 11$	1,12
CR lié à l'extrapolation des données mécaniques et chimiques ($R1 \times R2$)	1,05
Coefficient de réduction global = $T_{flu} \times T_{end} \times T_{deg} \times R1 \times R2$	1,64

Ci-dessous les principales étapes de la justification sont décrites :

1. Couple contrainte / déformation issu de la modélisation du bureau d'étude = 30 kN/m à 3 % de déformation

2. Résistance à la traction à long terme à la déformation maximale : 30 kN/m / 34 % (taux de mobilisation de la géogrille à 3 % de déformation) = 88 kN/m

3. Résistance à la traction à court terme à la déformation maximale : 88 kN/m x 1,64 (Coefficient de réduction global) = 145 kN/m

La géogrille installée sur ce chantier a une résistance à la traction de 150 kN/m ce qui lui permet d'avoir une résistance à long terme et à 3 % de déformation supérieure à 30 kN/m.



Figure 7. Installation de la géogrille de renforcement

3. Conclusions

Ce retour d'expérience sur un chantier de grande ampleur illustre la polyvalence et l'efficacité des géosynthétiques. Leur utilisation a permis de réaliser un bassin de rétention d'eaux pluviales fondé sur des boues rouges, un matériau plastique et thixotrope. Deux types de géosynthétiques ont été utilisés, l'un pour assurer la traficabilité du site et l'autre pour protéger le dispositif d'étanchéité de déformation excessive.

Tout d'abord, des essais préliminaires ont montré que le géocomposite de stabilisation augmentait instantanément la traficabilité : des hommes et des chenillards peuvent circuler dessus là où c'était impossible sans. Le géocomposite de stabilisation est apparu comme une disposition constructive essentielle pour rendre réalisable ce chantier dans des conditions de sécurité satisfaisantes. Composée d'un géotextile de filtration et d'une géogrille de stabilisation en polypropylène extrudé, ce géocomposite assure la séparation entre les boues rouges et le remblai en résidus de bauxite asséchés et limite les efforts cisailant dans les boues rouges. Moins cisailées, les boues rouges se liquéfient moins sous la sollicitation des engins circulant sur le remblai. L'orniérage est ramené à un niveau acceptable (quelques centimètres) pour réaliser le terrassement et poser le DEG dans des conditions optimales.

Par ailleurs, le DEG étant posé sur un dépôt de boues rouges d'épaisseur variables de 0 à 20 m, des tassements différentiels de forte magnitude sont attendus. Pour assurer la pérennité de l'étanchéité sur toute la durée de vie de l'ouvrage, la géogrille de renforcement a été installée afin de protéger la géomembrane d'une déformation excessive. Le dimensionnement a été réalisé par un bureau d'étude spécialisé, qui a prescrit une géogrille de raideur 1000 kN/m (soit 30 kN/m à 3% de déformation). La géogrille utilisée est certifiée par le *British Board of Agreement (BBA)*, un organisme britannique qui fait référence sur les géogrilles de renfort. Grâce au certificat BBA, des données fiables et objectives sont accessibles afin d'évaluer l'adéquation des géogrilles avec chaque projet. Sur la base des facteurs de

réduction correspondant aux conditions du projet, une géogrid en PET gainé de PEHD, présentant une résistance de 150 kN/m a été installée sur le site.

Afin de mieux comprendre les mécanismes mis en jeu par la fonction stabilisation sur un milieu thixotrope, des essais de poinçonnement dynamique vont être réalisés au laboratoire INRAE d'Aix-en-Provence sur des boues rouges prélevées à Mange Garri avec le géocomposite de stabilisation utilisé.

4. Références bibliographiques

- AASHTO (2001). Geosynthetic reinforcement of the aggregate base course of flexible pavement structures – PP 46-01, *Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing, 26th Edition, and Provisional standards*, American Association of State Transportation and Highway Officials, Washington, D.C.
- BS 8006-1: (2010) Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British Standards Institution, London
- Corbet S.P., Cazzuffi D. (2017). CEN/TC189 and ISO/TC 221 - European and international standards for geosynthetics: the current developments. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul
- Giroud J.P., Han J. (2004a). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads: I - Development of design method. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 8, pp. 775-786.
- Giroud J.P., Han J. (2004b). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads: II - Calibration and applications. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 8, pp. 787-797.
- Leng J., Gabr M. (2002). Characteristics of geogrid-reinforced aggregate under cyclic load. *Journal of Transportation Research Board*, No. 1786, National Research Council, Washington, D.C., pp. 29-35.

GUIDE D'UTILISATION DES NORMES DE CONCEPTION POUR L'EMPLOI DES GÉOSYNTHÉTIQUES EN INSTALLATION DE STOCKAGE DE DÉCHETS

USER GUIDE OF DESIGN STANDARDS FOR GEOSYNTHETICS IN LANDFILLS APPLICATIONS

Alain HÉRAULT¹, Philippe DELMAS²

1 Low & Bonar, France

2 Président de la commission française de normalisation « Géosynthétiques »

RÉSUMÉ – Plusieurs applications de géotextiles et produits apparentés en Installations de Stockage de Déchets sont couvertes par des normes ou des règles de conception, notamment pour les fonctions de drainage, de filtration ou de renforcement. Le Comité Français des Géosynthétiques vient de publier un guide décrivant ces applications en fond, en flancs et en couverture de casier, et définissant les exigences pertinentes conformément aux règles européennes. Les paramètres de conception sont également détaillés pour aider le concepteur à prescrire des valeurs de calcul plutôt que des performances à court terme. Ce guide indique enfin les justifications requises pour aider les donneurs d'ordres dans leur tâche d'évaluation des produits soumis à leur approbation.

Mots-clés : géosynthétiques, dimensionnement, prescription, justification, fonctions.

ABSTRACT – Several applications of geotextiles and geotextile-related products in landfills are covered by design standards or rules, particularly for drainage, filtration and reinforcement functions. The French IGS chapter just published a user guide which describes these applications on the base, on side slopes and on capping of a cell, and defines relevant requirements in accordance with the European rules. Design parameters are detailed as well to help the designer to specify design values instead of short-term performances. Then, this guide provides required justifications to help end-users in their task of evaluating products that are submitted to them for agreement.

Keywords: geosynthetics, design, specifications, justification, functions

1. Introduction

Les géosynthétiques sont des produits de construction intégrant un large éventail d'applications dans de nombreux types d'ouvrages. Ils sont donc utilisés par un très grand nombre de concepteurs et de maîtres d'œuvre qui, en tant que généralistes, ne peuvent pas être des experts en géosynthétiques. Ces utilisateurs ont donc besoin d'aide, en particulier dans le cas d'applications très techniques, parfois dans le cadre de projets sensibles pour la sécurité des personnes ou la protection de l'environnement. De plus, une large gamme de produits parfois très différents par leur structure, mais pouvant assurer les mêmes fonctions, est proposée sur le marché des géosynthétiques.

Lorsque les concepteurs sont confrontés à des matériaux de construction de type nouveau ou innovant comme les géosynthétiques, un manque de connaissances les conduit à être plus ou moins réservés sur l'utilisation de solutions alternatives ou de produits qui ne répondent pas à 100% à la prescription initiale. Dans de nombreux cas, les spécifications sont un copier-coller d'une fiche technique dans laquelle toutes les propriétés ne sont pas pertinentes pour l'application donnée, ce qui nuit à la libre concurrence sans aucune raison technique. Il s'agit d'une situation qui n'est gagnante ni pour le maître d'ouvrage ni pour l'entreprise. L'information des acteurs du marché des géosynthétiques est donc nécessaire pour ouvrir autant que possible la porte à toutes les solutions géosynthétiques qui fonctionnent bien pour l'usage visé.

Des utilisateurs plus habitués des géosynthétiques et ayant des connaissances un peu plus approfondies sont en effet plus souples et ouverts à des solutions alternatives, car ils sont en mesure de comprendre les dimensionnements adéquats et savent négliger les écarts sur des propriétés non essentielles du produit pour un projet donné. Afin d'aider tous les utilisateurs de géosynthétiques confrontés à la complexité liée au nombre de normes, recommandations et/ou règles existantes en partie listées dans les références bibliographiques, le Comité Français des Géosynthétiques a entrepris de rédiger un guide constitué d'une série de fascicules dédiés aux différents types d'ouvrages intégrant des géotextiles et des produits apparentés aux géotextiles.

Son objectif est d'abord d'orienter le concepteur dans l'application des normes et règles existantes. Il n'est pas de les remplacer. Ce guide permettra aux différents acteurs de mieux appréhender les différentes solutions géosynthétiques, il ne fixe pas d'exigences sur les niveaux de performance des géosynthétiques dans les applications traitées, qui restent de la responsabilité du concepteur.

Cette publication présente un aperçu du fascicule dédié aux applications en Installation de Stockage de Déchets (ISD), publié en 2021 en même temps qu'un fascicule préliminaire généraliste, commun à tous les types d'ouvrages. Figurent dans ce fascicule dédié aux ISDs, le drainage en fond, en flancs et en dôme, le renforcement sous ou sur étanchéité et l'accrochage d'une couche de sol sur talus. D'autres fonctions, comme la protection, ou applications comme le drainage des biogaz, qui ne sont, ou n'étaient pas, encore couvertes par des normes ou des règles de conception au moment de la rédaction du guide, n'ont pu être traitées à ce jour.

2. Description des applications et de leurs exigences

Afin d'aider le lecteur à se repérer aisément par rapport aux différentes phases de son projet, le fascicule se structure autour des différentes parties d'ouvrage comprenant des géotextiles et produits apparentés aux géotextiles (Fig.1):

- en fond et flancs de casier pour la protection, la détection de fuites, le drainage de lixiviats, et le renforcement dans le cas d'une rehausse,
- en couverture pour la protection, le drainage et la filtration des eaux d'infiltration, des biogaz et le renforcement, voire l'accrochage, d'une couche de sol sur les talus.

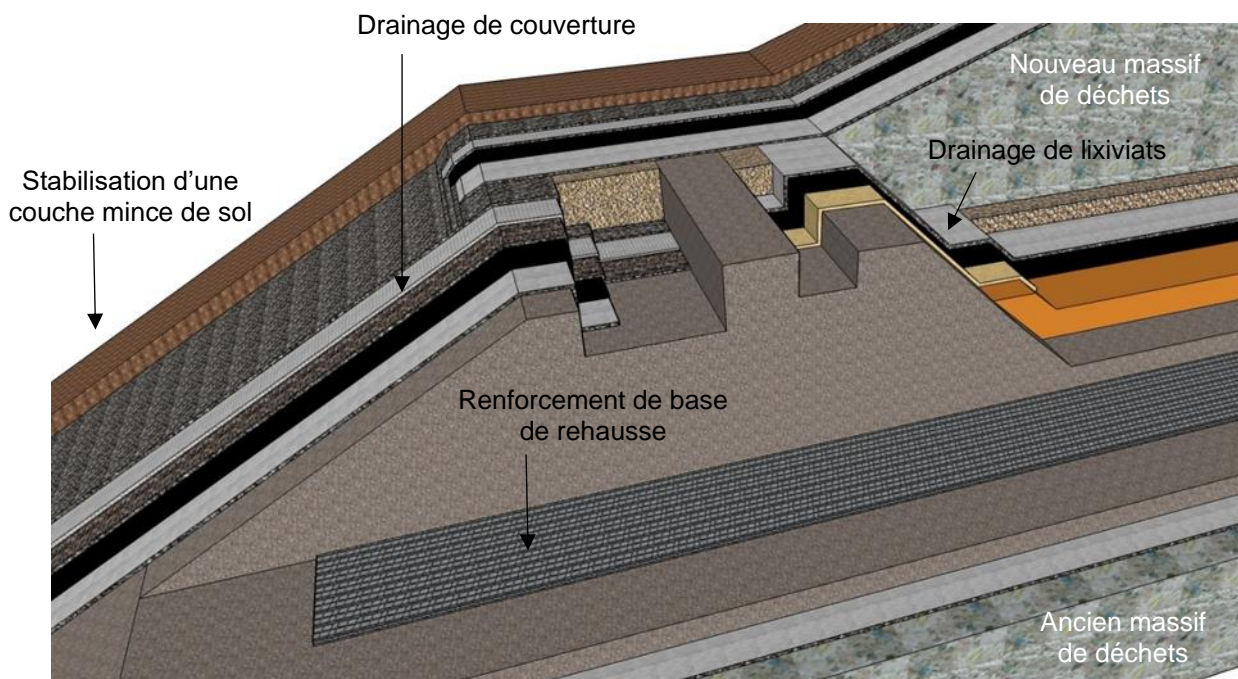


Figure 1. Applications faisant l'objet d'une norme de dimensionnement

2.1. Fond et flancs de casiers

En fond et flancs de casier, une barrière géologique dite « barrière de sécurité passive », constituée du terrain naturel ou reconstituée artificiellement avec des matériaux naturels remaniés, doit répondre aux critères suivants :

- le fond d'un casier (pente < 14%), présente, de haut en bas, une couche de perméabilité inférieure ou égale à 1.10^{-9} m/s sur au moins 1 mètre d'épaisseur et une couche de perméabilité inférieure ou égale à 1.10^{-6} m/s sur au moins 5 mètres d'épaisseur ;
- les flancs (pente > 14%) d'un casier, présentent une perméabilité inférieure ou égale à 1.10^{-9} m/s sur au moins 1 mètre d'épaisseur.

En fond de casier, le dispositif d'étanchéité est recouvert d'une couche de 0,50 m d'épaisseur minimale en matériau granulaire, dont le coefficient de perméabilité est supérieur ou égal à 1.10^{-4} m/s. Cette disposition peut, après accord des autorités, être remplacée par un système de collecte et drainage des lixiviats équivalent hydrauliquement, qui associe un géocomposite de drainage, un géotextile anti-poinçonnant et une couche de matériau granulaire d'épaisseur réduite comme interface de protection avec les déchets. Dans certains cas, le géotextile anti-poinçonnant peut être associé au géocomposite de drainage, en veillant toujours à ce que la protection de l'étanchéité soit assurée. Cette couche de drainage doit résister aux sollicitations mécaniques, thermiques et chimiques pendant toute la durée de l'exploitation et de suivi long terme. Sa justification hydraulique par équivalence doit se conformer aux dispositions de la norme NF G38-061.

Sur les flancs du casier, le dispositif d'étanchéité est recouvert de géotextile de protection et éventuellement de drainage ou de tout dispositif équivalent sur toute sa hauteur.

Dans le cas d'une rehausse de casier, le concepteur doit résoudre diverses problématiques de déformations, on peut citer notamment :

- le tassement global du fait d'un tassement des déchets sous-jacent anciens du fait de la nouvelle charge de déchets,
- les tassements localisés qui justifient l'utilisation d'un géosynthétique de renforcement. La méthode de calcul développée dans la norme XP G38-065 est utilisée pour calculer la résistance du géosynthétique nécessaire avec une modélisation décrite dans le guide BRGM/RP-69455 (Fig.2). Le géosynthétique de renforcement, positionné dans la couche support, permet de maîtriser les déformations et de limiter ainsi les effets de tassements localisés importants sous le Dispositif d'Étanchéité par Géomembrane.

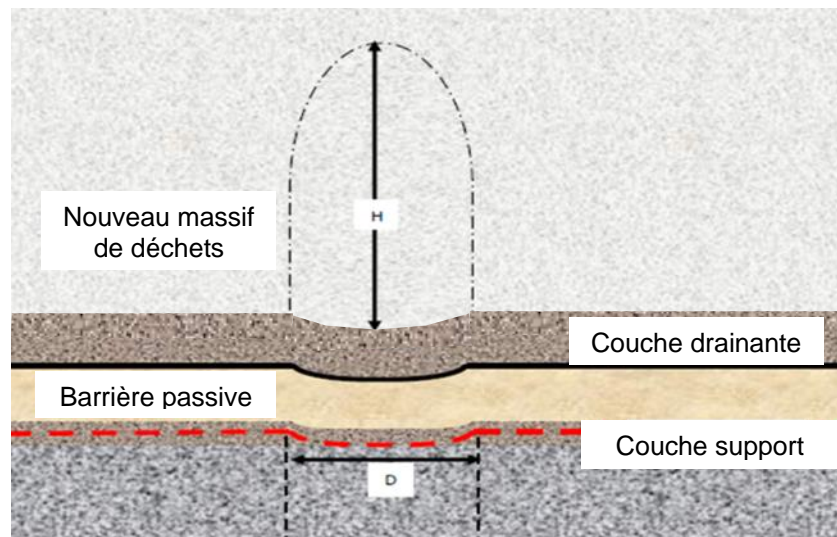


Figure 2. Modélisation d'un tassement localisé dans une structure de rehausse

Le géosynthétique de renforcement peut être sollicité en traction dès le début de la mise en place des couches sus-jacentes et doit reprendre les efforts de traction à long terme pour préserver la pérennité du système d'étanchéité, mais le critère dimensionnant est la déformation du géosynthétique de renforcement, qui ne doit pas dépasser la déformation considérée comme excessive des barrières active et passive. Le produit sélectionné doit donc offrir une raideur et une résistance résiduelle suffisantes à long terme, après avoir pris en compte les dégradations éventuelles liées à la mise en œuvre (compactage, agressivité mécanique des matériaux, durée d'exposition extérieure), à l'environnement chimique, à la température des déchets et au fluage.

2.2. Couverture de casier

L'article 35 de l'Arrêté Ministériel du 15 février 2016 relatif aux Installations de Stockage de Déchets Non Dangereux (ISDND) spécifie qu'au plus tard deux ans après la fin d'exploitation, tout casier est recouvert d'une couverture finale pouvant intégrer des géosynthétiques. Cette couverture finale est composée, pour les ISDND, du bas vers le haut de :

- une couche d'étanchéité ;
- une couche de drainage des eaux d'infiltration composée de matériaux naturels ou de géosynthétiques ;

- une couche de terre de recouvrement

L'optimisation des emprises au sol de ces installations conduit les concepteurs à raidir les talus de couverture. Le fascicule décrit les mécanismes de rupture à étudier en phase de conception (Fig. 3).

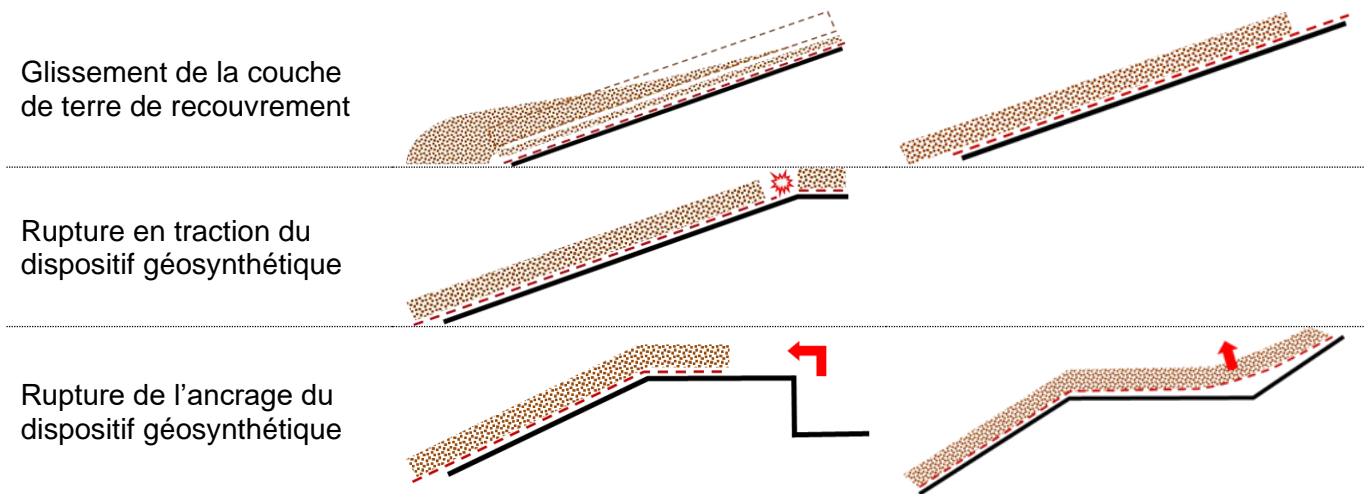


Figure 3. Mécanismes de rupture à étudier en couverture de casier

La stabilité de la couverture se justifie conformément à la NF G38-067 à partir de la mobilisation en talus des résistances au cisaillement d'interface et, en crête de talus, de la mobilisation de la résistance à la traction et en ancrage du dispositif géosynthétique. Les caractéristiques des différents matériaux, naturels ou géosynthétiques, sont essentielles, néanmoins, elles ne peuvent parfois pas compenser une géométrie d'ouvrage inadaptée à l'objectif recherché. Des solutions faussement innovantes sont alors imaginées, parfois en phase chantier. Le guide décrit et met en garde contre un certain nombre de fausses bonnes idées (Fig. 4). En cela, il apporte un réel bénéfice aux utilisateurs en allant au-delà des normes de dimensionnement.

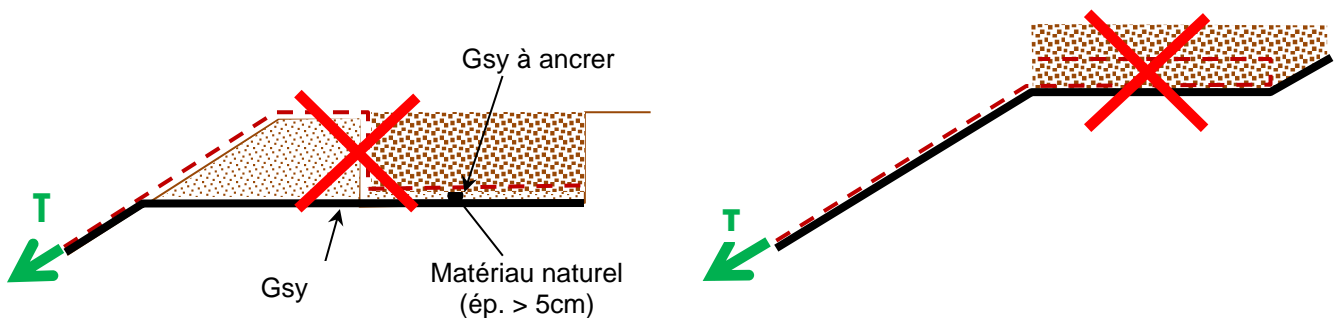


Figure 4. Deux exemples donnés de fausses bonnes solutions d'ancrage en risberme

3. Informations nécessaires à la conception

Le fascicule préliminaire rappelle notamment les critères et principes des Eurocodes tels que les classes de conséquences, la durée d'utilisation de l'ouvrage, les situations de projet, les catégories géotechniques qui sont les premières informations nécessaires au concepteur. Il rappelle également dans son chapitre 4, avec un grand tableau récapitulatif, tous les facteurs utilisés dans les normes de renforcement par géosynthétiques. Un logigramme, située dans son annexe 3, décrit toutes les étapes de conception avec le rôle et les apports de chaque intervenant au fur et à mesure du processus.

Une connaissance la plus exhaustive possible des données d'entrée conduira à des dimensionnements plus précis et plus sûrs. Ne pas disposer de toutes les informations nécessaires au dimensionnement conduit en général à la prudence avec une démarche conservatrice qui accroît plus ou moins abusivement le coût de l'ouvrage mais aussi parfois à une impasse qui peut se traduire par un sinistre. Le guide fournit pour chaque application une liste de paramètres de conception classés en trois catégories : obligatoire, recommandé, souhaitable (Tableau 1).

Tableau 1. Exemple de tableau de paramètres de conception

Informations pour une rehausse	Obligatoire	Recommandé	Souhaitable
Géométrie(s) profil(s) critique(s) par section de référence avec les pentes, hauteurs et épaisseurs de matériaux	x		
Coupe du DEDG	x		
Diamètre de calcul de la zone d'affaissement	x		
Poids volumiques des couches sous-jacentes (sols, déchets) (kN/m ³)	x		
Caractéristiques de cisaillement de la couche support (frottement interne ϕ')	x		
Température de service au droit du renforcement		x (30°C par défaut)	
Nature du DEG (type de géomembrane)	x		
Nature du matériau de la couche support (agressivité mécanique, chimique - pH)	x		
Nature du matériau environnant (agressivité mécanique, chimique - pH)		x	
Durée de service	x		

4. Spécifications relevant d'un dimensionnement

Le dimensionnement du géotextile ou produit apparenté passe par la détermination d'une ou de plusieurs fonctions pertinentes pour une application donnée. À chaque fonction correspondent des caractéristiques faisant l'objet de normes d'essai, dont une liste exhaustive est donnée dans le chapitre 2 du fascicule préliminaire.

Le guide fixe, comme limite du processus de conception et spécification, la définition des hypothèses de calcul et des performances à long terme des matériaux garantissant le bon fonctionnement de l'ouvrage jusqu'au terme de sa durée de service. Le guide donne l'exemple d'une conception de rehausse, pour laquelle le processus est le suivant :

- détermination de la déformation considérée comme excessive pour les barrières active et passive (valeur par défaut de 3% fournie par la littérature) ;
- calcul de l'effort de traction du géosynthétique qui permet de vérifier les états-limites ultimes (ELU) et les états-limites de service (ELS) en fonction de la contrainte moyenne sur le géosynthétique ;
- première estimation de la longueur d'ancrage longitudinal minimum nécessaire sur la base d'une valeur par défaut pour le frottement d'interface ;
- calcul de la longueur de recouvrement longitudinal minimum nécessaire et de la largeur de recouvrement transversal minimum ;
- fin du processus de conception.

À ce stade, sur la base d'une synthèse des calculs ELS et ELU, le concepteur spécifie la résistance de calcul requise au terme de la durée de service.

Prescrire une valeur de calcul permet en effet à chaque fournisseur de sélectionner dans sa gamme le produit adéquat, compte-tenu des conditions réelles d'utilisation et de facteurs de réduction qui lui sont spécifiques. Ces facteurs de réduction sont listés dans le chapitre 5 du fascicule préliminaire du guide. Ils s'appliquent aux performances des produits mesurées à court terme (guide ISO/TR 20432), en respectant le cas échéant les conditions d'essais particulières définies dans certaines normes d'essais et rappelées dans ce guide (Tableaux 2 et 3). Ces facteurs de réduction permettent de prendre en compte les exigences de durabilité et d'assurer le niveau de performance requis pour la durée de service exigée, à la température d'utilisation, en fonction des conditions de mise en œuvre et de l'environnement chimique. Au moment de l'appel d'offres, les caractéristiques du produit proposé par l'entreprise doivent être justifiées par le producteur en fonction de ces différents facteurs.

Le fascicule relatif aux Installations de Stockage de Déchets détaille dans son chapitre 7 les hypothèses générales, les éléments à indiquer dans la prescription (Tableau 2) et les caractéristiques à justifier par l'adjudicataire (Tableau 3) pour les différentes parties d'ouvrage :

- drainage de fond (pente <14%) et flancs de casiers (pente ≥14%),
- drainage en dôme,
- stabilité de couverture et drainage en talus (pente ≥14%),
- renforcement de fond de casier.

Ces tableaux intègrent certaines performances qui sont à spécifier dans tous les cas de figure comme le requiert la norme NF EN 13252. Néanmoins, ces performances ne relèvent parfois pas d'un dimensionnement mais d'une exigence, comme par exemple la résistance à la traction pour la fonction drainage, qui doit garantir la bonne mise en œuvre du produit.

Tableau 2. Exemple de tableaux de spécifications en talus

Fonction RENFORCEMENT en talus		
Performances à spécifier	Hypothèses de conception à fournir	Conditions d'essai pertinentes à spécifier
Valeur de calcul $T_{max;d}$ de l'effort de traction maximal dans le géosynthétique	<p>Angle minimum des frottements d'interfaces, et caractéristiques de cisaillement interne du sol de recouvrement selon le niveau de risque admissible vis-à-vis d'un glissement de terre de surface</p> <p>NOTE : afin de minimiser le plus possible les efforts transmis à la géomembrane par frottement, l'interface la moins frottante depuis la couche de fermeture jusqu'à la couche de végétalisation devra se situer au-dessus de la géomembrane.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Résistance à la traction : norme NF EN ISO 10319 et guide ISO/TR 20432 • Interfaces géosynthétiques : Normes d'essais NF EN ISO 12957-1 ou -2 avec des contraintes représentatives du projet • Couche de végétalisation : elle ne sera jamais compactée mais seulement fermée, les essais de laboratoire ne sont pas pertinents pour représenter les conditions de site, seule une planche d'essai représentative des conditions du chantier est pertinente.
Allongement post construction entre 10h et la durée de service.	3% maximum	Guide ISO/TR 20432

Fonction DRAINAGE en talus		
Performances à spécifier	Hypothèses de conception à fournir	Conditions d'essai pertinentes à spécifier
Débit à drainer Q_D : cf. norme NF G38-061	<ul style="list-style-type: none"> • Gradient hydraulique : Il se calcule à partir de la seule pente du talus, sans considération de charge hydraulique supplémentaire • Epaisseur et poids volumique de la couche de recouvrement • Longueur du rampant 	<ul style="list-style-type: none"> • Gradient hydraulique • Contrainte de compression • Type d'interface lors de l'essai de capacité de débit en tenant compte des procédures spéciales du recueil des méthodes d'essais des géotextiles et produits apparentés de l'Asqual : <ul style="list-style-type: none"> ○ Sur une géomembrane PEHD ou une barrière minérale reconstituée : option Rigide/Mousse ○ Sur un géosynthétique bentonitique : option Mousse/Mousse
Résistance à la traction et allongement nécessaires à la mise en œuvre.		
Durabilité : se référer à la norme d'application NF EN 13252.	Durée de service	Une attention particulière doit être portée sur la durée d'exposition avant recouvrement selon la norme NF EN 12224

TOUTES fonctions en talus		
Performances à spécifier	Hypothèses de conception à fournir	Conditions d'essai pertinentes à spécifier
	<ul style="list-style-type: none"> • Catégorie Géotechnique 2 • Classe de Conséquence pour l'ouvrage : ISDND : classe CC1 ISDD : classe CC2 • Durée de service 	

L'utilisateur sélectionne les tableaux correspondant, pour la partie d'ouvrage considérée, aux fonctions pertinentes pour le produit recherché. Ils lui fournissent l'ensemble des hypothèses de conception à indiquer dans les spécifications du marché avec les conditions d'essai à associer à chaque performance. La démarche est la même au stade de la justification d'un produit : les tableaux reprennent chaque performance et décrivent les moyens et informations permettant la validation d'une solution basée sur la valeur de calcul prescrite ou adaptée, le cas échéant, à des hypothèses inhérentes à la solution proposée, par exemple en termes de frottement d'interface.

Tableau 3. Exemple de tableaux de justifications en talus

Fonction RENFORCEMENT en talus	
Performances à justifier	Caractéristiques à justifier
Résistance à la traction caractéristique	Note de calcul avec les caractéristiques d'interface du dispositif retenu pour l'exécution
Allongement post construction	Courbes isochrones
Résistance de l'ancrage	Note de calcul avec la géométrie et les caractéristiques d'interface du dispositif d'ancrage retenu pour l'exécution

Fonction DRAINAGE en talus	
Performances à justifier	Caractéristiques à justifier
Capacité de débit dans le plan du géocomposite de drainage permettant d'assurer le débit à drainer Q_D	<ul style="list-style-type: none"> • Capacité de débit dans le plan du géocomposite de drainage (valeur nominale – tolérance à 95%) déterminée selon la norme NF EN ISO 12958 en tenant compte des procédures spéciales du recueil des méthodes d'essais des géotextiles et produits apparentés de l'Asqual : <ul style="list-style-type: none"> ○ Soit directement sous la contrainte verticale spécifiée, soit à partir d'une interpolation entre deux mesures sous des contraintes encadrant la contrainte spécifiée. ○ Directement pour le gradient hydraulique spécifié (pente des talus) ou pour des gradients encadrant le gradient spécifié Avec les interfaces suivantes : <ul style="list-style-type: none"> ○ Sur une géomembrane PEHD ou une barrière minérale reconstituée : option Rigide/Mousse ○ Sur un géosynthétique bentonitique : option Mousse/Mousse • Facteurs de réduction pour la durée de service spécifiée cf. §5 fascicule préliminaire
Résistance à la traction caractéristique et allongement	Exigences de mise en œuvre
Durabilité	Durée d'exposition admissible par le géocomposite de drainage et sa durée de vie, selon la norme NF EN 13252 annexe B

À la date de publication du guide, les versions françaises des normes d'essais de capacité de débit dans le plan NF EN ISO 12958-1 (essai index) et NF EN ISO 12958-2 (essai de performance) n'étaient pas publiées par l'AFNOR ; elles se substituent à la norme NF EN ISO 12958. Après la publication des versions françaises de ces normes d'essais, une révision de la norme de dimensionnement NF G38-061 sera effectuée au sein de la commission Géosynthétiques du Bureau de Normalisation des Transports des Routes et de leurs Aménagements (BNTRA). Ce guide sera donc mis à jour après la publication des évolutions normatives.

Les valeurs de dimensionnement seront issues de l'essai de performance qui, dans sa procédure, diffère de l'actuelle norme NF EN ISO 12958 notamment sur les points suivants :

- durée de l'application de la contrainte accrue, qui pourra être intégrée au calcul des facteurs de réduction relatifs au fluage en compression de la structure drainante et à la pénétration (intrusion) à long terme des filtres dans la structure drainante ;
- modification des interfaces de transfert de charge avec l'utilisation de sol spécifique à un projet ou d'un sol normalisé à la place de la couche de mousse actuellement utilisée dans la norme NF EN ISO 12958.

5. Conclusion

Cet article présente le premier fascicule thématique publié par le Comité Français des Géosynthétiques et destiné à aider les concepteurs d'Installations de Stockage de Déchets à mieux appréhender les différentes solutions que peuvent apporter les géotextiles et produits apparentés.

Il décrit précisément le rôle de chaque intervenant depuis la phase de conception jusqu'à la validation des produits soumis à l'agrément. Il attire l'attention sur les contraintes à respecter, les erreurs usuelles à ne pas commettre, les données nécessaires et les propriétés pertinentes pour chaque application. Il apporte les précisions jugées nécessaires sur les méthodes de conception issues de règles françaises et européennes. Il détaille enfin l'ensemble des justifications à requérir selon la fonction et la position du géosynthétique dans l'ouvrage.

Ce nouveau guide du Comité Français des Géosynthétiques contribuera nous l'espérons à ouvrir encore davantage les marchés à la concurrence en aidant le lecteur à vérifier, via un processus de dimensionnement rationnel, qu'un produit conviendra aux exigences spécifiques de son ouvrage. On évitera ainsi le réflexe encore fréquent et techniquement non pertinent de comparaison stricte de toutes les caractéristiques de produits de technologies très différentes.

6. Références bibliographiques

- Arrêté Ministériel du 15 février 2016 relatif aux installations de stockage de déchets non dangereux. *Journal Officiel de la République Française*
- NF G38-061 (2017) Utilisation des géotextiles et produits apparentés – Systèmes de drainage et de filtration – Dimensionnement et éléments de conception. *AFNOR Editions*
- XP G38-065 (2020) Géosynthétiques, géotextiles et produits apparentés — Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements — Justification du dimensionnement et éléments de conception. *AFNOR Editions*
- NF G38-067 (2017) Géosynthétiques, géotextiles et produits apparentés – Stabilisation d'une couche de sol mince sur pente – Justification du dimensionnement et éléments de conception. *AFNOR Editions*
- NF EN 12224 (2002) Géotextiles et produits apparentés – Détermination de la résistance au vieillissement dû aux conditions climatiques. *AFNOR Editions*
- NF EN ISO 10319 (2015) Géosynthétiques – Essai de traction des bandes larges. *AFNOR Editions*
- NF EN ISO 12957-1 (2018) Géosynthétiques – Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai de cisaillement direct. *AFNOR Editions*
- NF EN ISO 12957-2 (2005) Géosynthétiques – Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 2 : Essai au plan incliné. *AFNOR Editions*
- NF EN ISO 12958-1 (2020) Géotextiles et produits apparentés – Détermination de la capacité de débit dans leur plan – Partie 1 : essai index. *AFNOR Editions*
- NF EN ISO 12958-2 (2020) Géotextiles et produits apparentés – Détermination de la capacité de débit dans leur plan – Partie 2 : essai de performance. *AFNOR Editions*
- NF EN 13252 (2017) Géotextiles et produits apparentés – Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les systèmes de drainage. *AFNOR Editions*
- Guide de recommandations pour la conception des extensions d'ISDND en appui sur des casiers anciens (2020) dit guide « rehausse ». *BRGM/RP-69455*.
- Guide protection contre l'endommagement des géomembranes (à paraître) dit guide « protection ». *Comité Français des Géosynthétiques (CFG)*.
- ISO/TR 20432 (2007) Lignes directrices pour la détermination de la résistance à long terme des géosynthétiques pour le renforcement du sol. *AFNOR Editions*

Remerciements

Les auteurs remercient les experts du groupe de travail du Comité Français des Géosynthétiques pour avoir donné beaucoup de leur temps et partagé leur expertise, permettant ainsi de réaliser cet outil très utile pour tous les acteurs du marché des géosynthétiques.

RECOURS AUX GÉOSYNTHÉTIQUES POUR LA RÉHABILITATION D'ANCIENS SITES MINIERS

REHABILITATION OF CONTAMINATED FORMER MINING SITES WITH GEOSYNTHETIC SOLUTIONS

Véronique HOANG¹, Anne Laure GUILLERMIN² et Mathilde TERNISIEN²

1 BRGM/DPSM UTAM Sud, Gardanne, France

2 ANTEAGROUP, Lyon/Lille, France

RÉSUMÉ - Dans le cadre d'un projet de réhabilitation d'anciens sites miniers, les travaux suivants ont été réalisés afin de limiter l'exposition des usagers aux stocks de résidus :

- couverture des stocks de résidus à l'aide de géosynthétiques (drainage, accroche-terre et géofilet biodégradable) afin de permettre la végétalisation des sites ;
- réhabilitation des jardins avec un complexe anti-contaminant et anti-fouisseur pour réduire les risques de remontée de matériaux pollués via les terriers creusés par d'éventuels fouisseurs ;
- réhabilitation d'espaces intérieurs (caves, granges, ateliers, etc.) pour lesquels un géocomposite au ciment a été envisagé car il allie résistance mécanique, épaisseur et facilité d'installation.

Mots clés : bassin minier, sols pollués, préservation des milieux, couverture, drainage

ABSTRACT - For a project which goal is to rehabilitate old mining sites, the following works have been done to limit the exposure of the inhabitants with these waste stocks:

- covering of mining wastes with geosynthetics (drain, 3D geogrid and geonet) helping their revegetation;
- gardens rehabilitation with a filtration and separation geotextile and a specific anti-burrower geosynthetic to avoid the reappearance of contaminated soil via animals burrows;
- inner spaces rehabilitation (basement, barn, workshop...) for which a cement geocomposite has been selected because its combines mechanical strength, thickness and ease of installation.

Keywords: mining sites, contaminated soils, preservation of natural environments, landfill cover, drainage

1. Introduction

L'ancien site minier objet du présent article est situé en France métropolitaine dans le Massif Central, et a fait l'objet d'une exploitation minière du plomb du 14^{ème} au 19^{ème} siècle.

De 2009 à 2012, le groupement d'intérêt public GEODERIS a mené pour le compte de l'État l'inventaire des déchets miniers issus de l'industrie extractive en application de l'article 20 de la directive européenne 2006/21/CE (inventaire dit « DDIE »). À ce jour, sur l'ensemble du territoire métropolitain, il a été mis en évidence 19 cas particuliers d'habitations installées sur des dépôts miniers dites « maison sur dépôt ». C'est le cas du site étudié ici. L'inventaire DDIE réalisé sur ce site a permis d'identifier plusieurs dépôts, dont certains sont caractérisés par la présence de résidences permanentes à leur surface.

Dans ce contexte, l'État a chargé le Département Prévention et Sécurité Minière (DPSM) du Bureau de Recherches Géologiques et minières (BRGM) d'étudier et de mener à bien la réhabilitation de deux sites voisins comprenant :

- site A : plusieurs dépendances d'une résidence permanente (2 caves, grange, atelier, garage, allées et abords proches), un jardin potager et un dépôt de résidus miniers ;
- site B : jardins (potager et ornement) d'une résidence à vocation permanente (mise en vente) et un dépôt de résidus miniers.

La problématique est la suppression du mode de transfert entre les sources de pollution (résidus miniers) et les enjeux cibles (populations présentes). Ceci nécessite des travaux de terrassement/remodelage, de gestion des eaux pluviales, de couvertures, de nettoyage pour les pièces intérieures (caves, atelier, grange) ainsi que de maçonnerie ou de petit génie civil (dalle béton, muret, garde-corps).

Au vu de la technicité du projet et de la problématique liée à la sécurité des enjeux pendant et après les travaux, le DPSM a lancé une consultation de bureaux d'études à l'issue de laquelle il a mandaté AnteaGroup pour la réalisation d'une mission de maîtrise d'œuvre (MOE). Cette mission comprend :

- la réalisation d'investigations préalables ;
- la conception du projet ;
- le suivi des travaux pour une durée estimée à 4 mois hors période de préparation.

Dans le cadre de ce projet, les géosynthétiques sont apparus à plusieurs reprises comme la meilleure solution technique à mettre en œuvre. La suite de cet article s'attache à présenter les utilisations retenues pour la réhabilitation des stocks de résidus miniers, des jardins et des caves.

2. Couverture des stocks de résidus miniers

2.1. Schéma conceptuel

Deux stocks de résidus (T1 : 1 500 m² et T2 : 2 000 m²) sont situés à proximité immédiate de deux habitations. Ils constituent la source principale de pollution pour les habitants et riverains mais aussi pour le milieu naturel situé en aval (ruisseau, zone humide, zone de pâture) via les voies de transfert suivantes (Figure 1) :

- les matériaux du dépôt T2, situé à proximité immédiate de la première habitation et en surplomb de la seconde habitation, sont transférés par ravinement et par envol vers l'habitation la plus proche et les pâtures environnantes, et par ravinement vers l'autre habitation. Par ailleurs, les eaux ruissellent et s'infiltrent probablement à travers ce dépôt jusqu'à l'habitation située en aval ;
- les matériaux du dépôt T1, situé à proximité de la seconde habitation et en aval du dépôt T2, sont entraînés par ravinement et par envol vers l'habitation la plus proche (envol principalement) et vers le milieu naturel en aval (ravinement rejoignant principalement le ruisseau).

Les travaux nécessaires au traitement de ces deux dépôts avaient pour objectif d'éviter l'infiltration des eaux, l'entraînement des matériaux par ravinement et l'envol de poussières contaminées.

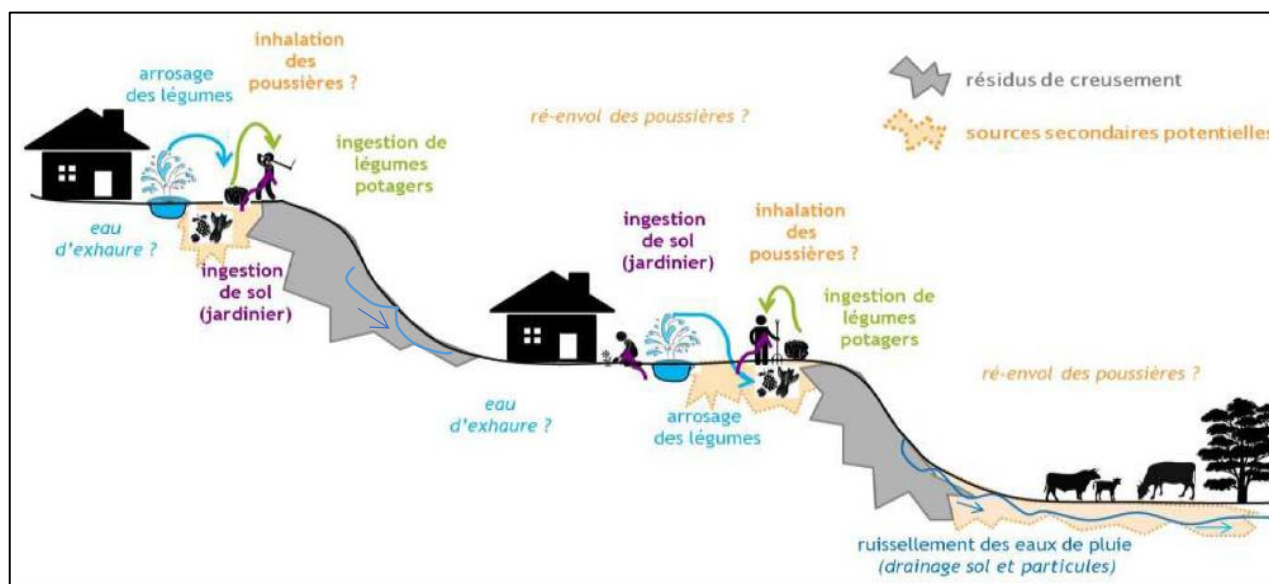


Figure 1. Schéma conceptuel associé au site et aux stocks de résidus (Source INERIS, 2015)

2.2. Projet de réhabilitation et barrière physique

Pour ces stocks, le projet a consisté en :

- un remodelage (déblais/remblais) des stocks (Figure 2) afin d'en améliorer la stabilité géotechnique à long terme et la gestion des eaux pluviales. Ce remodelage comprenait la modification des pentes et l'emprise des stocks, dans les limites physiques disponibles et en équilibrant les déblais/remblais afin de ne pas générer d'évacuation de matériaux ;

- la mise en œuvre d'un géocomposite de drainage afin de favoriser la stabilité du stock. Ce géocomposite est composé d'une feuille de PEHD embossée de mono-excroissances en pleine surface, associée à deux géotextiles non-tissés supérieur et inférieur (produit Teradrain© de chez TERAGEOS) ;
- la mise en œuvre d'une géogrille de renforcement accroche-terre afin de maintenir la couche de recouvrement ; cette géogrille joue également le rôle d'anti-fouisseur. Il s'agit d'une géogrille (GGR) tri-dimensionnelle, à mailles centimétriques ouvertes pour une bonne imbrication du matériau de couverture. Elle est recouverte d'une enduction polymérique. La géogrille 3D a une épaisseur de 10 mm et est produite à partir de fibres PET (polyester), le produit retenu est le Fortrac® 3D de chez HUESKER.
- la mise en œuvre d'une épaisseur de 30 cm de matériaux d'apport sains (contrôlés selon les préconisations du guide pour la valorisation des terres excavées¹) de type terre végétale, support de végétalisation ;
- la mise en œuvre d'un géofilet en jute 100% biodégradable, afin d'éviter l'érosion de surface et de favoriser la tenue des graines en attendant la végétalisation. Ce géofilet, constitué à 100% de matériaux naturel (jute), a une durée de vie de 2 à 4 ans. Il présente un taux de perméabilité de 75% et une valeur minimale de résistance à la traction de 7,5 kN/m ;
- un ensemencement et la plantation sur les abords d'arbustes piquants et à feuillage persistant ;
- la création d'ouvrages de gestion des eaux pluviales (fossés) ;
- la mise en place d'une clôture type barrière pour ovidés/bovidés de 1,5 m de hauteur.

NOTA : ici, contrairement aux autres zones, la mise en place d'un filet avertisseur n'a pas été retenue, en raison de la perte des efforts de frottement que celui-ci induirait entre la géogrille accroche-terre et le matériau de recouvrement.

Certains ajustements ont été nécessaires pour prendre en compte les ouvrages périphériques et la topographie du site (busage d'un fossé, merlon de soutènement, plate-forme drainante).

2.3. Mise en œuvre sur des stocks en « dôme »

Des réflexions spécifiques ont été menées de manière à trouver le meilleur plan de calepinage possible pour les stocks. En effet, les recommandations techniques classiques de pose de géosynthétiques indiquent que ceux-ci doivent être posés dans le sens de la pente. Or la géométrie en dôme des stocks (Fig. 2) rend difficile le respect de cette prescription.

Afin de rester dans la plage de résistance acceptable des produits retenus, il a été décidé d'étudier l'angle maximal admissible entre la pente du talus et l'axe de pose du géosynthétique. Cette approche est possible dans la mesure où la nature du produit posé était déjà connue à ce stade.

¹ Guide de valorisation hors site des terres excavées non issues de sites et sols pollués dans des projets d'aménagement - Ministère de la Transition écologique et solidaire, avril 2020.

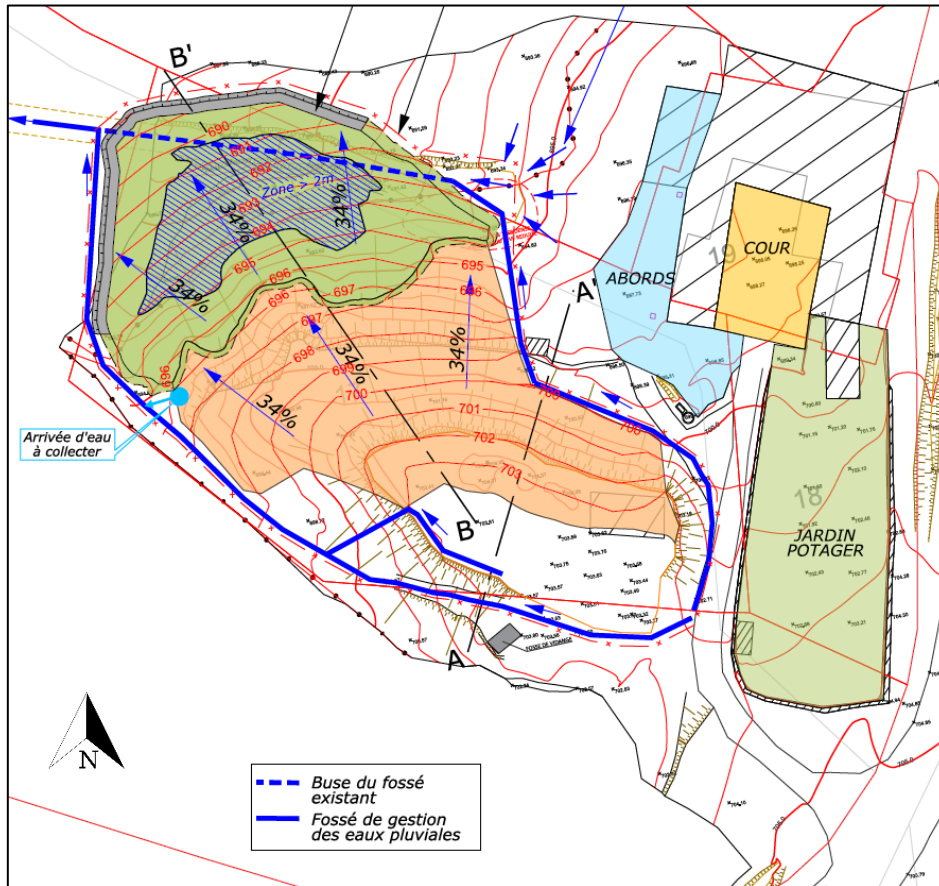


Figure 2. Vue en plan du projet sur le stock T1 – Mise en évidence de la géométrie en dôme (Source ANTEAGROUP)

Le problème est présenté sur la figure 3. Dans le sens de la pente, deux forces s'opposent :

- l'effort en traction maximal (T_{max}) dû à la force exercée par les terres de recouvrement dans le sens de plus grande pente ;
- la résistance en traction (R_t) du géosynthétique qui résulte des résistances à la traction longitudinales et transversales (R_{tL} et R_{tT}).

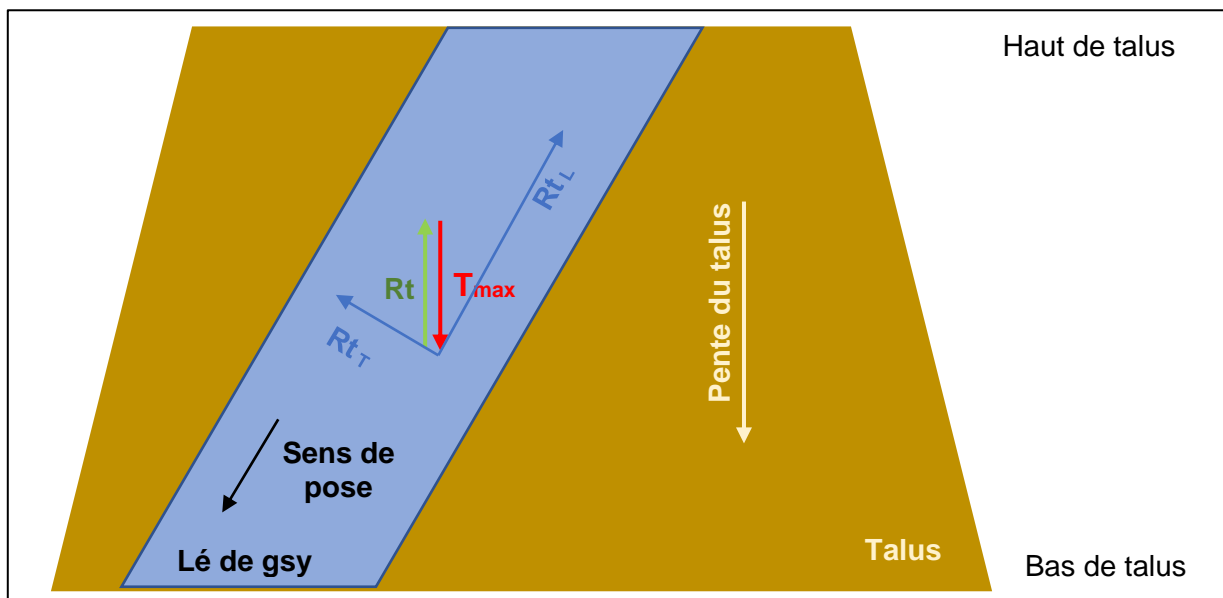


Figure 3. Schématisation du problème d'étude (source ANTEAGROUP)

Pour définir l'angle admissible entre la pente du talus et le sens de pose du géosynthétique, il convient de trouver l'angle α tel que $R_t = T_{max}$. Le calcul de T_{max} est réalisé conformément aux recommandations de la norme NF G 38-067.

La résistance à la traction des géosynthétiques peut être représentée par une ellipse avec un grand axe R_{tL} et un petit axe R_{tT} . R_{tL} et R_{tT} sont les projections de R_t sur les sens longitudinal (production) et transversal (Fig. 4a), dont les valeurs sont définies dans la fiche technique du produit (résistances caractéristiques R_{tkL} et R_{tkT}). Cependant, le tracé détaillé de l'ellipse de résistance à la traction n'est pas connu en tout point, et sans données du constructeur pour le matériau envisagé, il est considéré, de manière sécuritaire, que la norme de la résistance est bornée par l'hypoténuse du triangle formé par R_{tL} et R_{tT} (Fig. 4b).

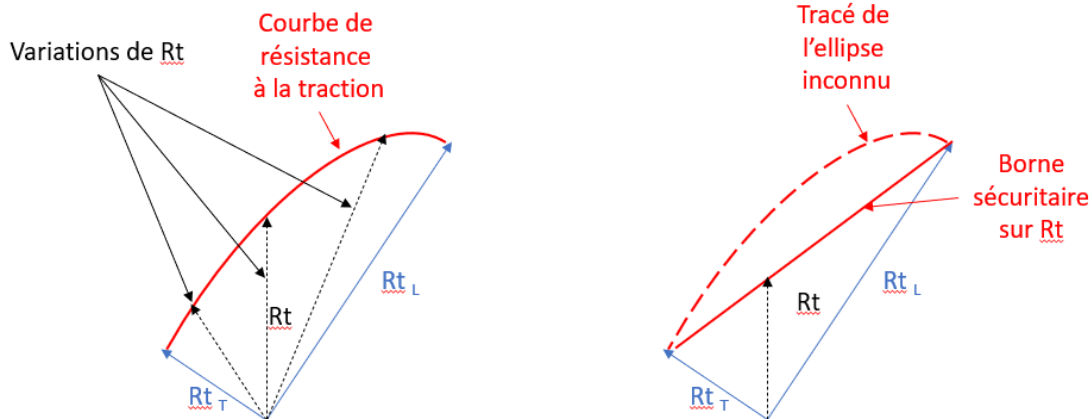


Figure 4 : 4a (à gauche) et 4b (à droite) : Illustration des hypothèses retenues (Source ANTEAGROUP)

Pour les calculs, en lien avec la norme NF G 38-067, les projections de R_t sur les axes longitudinal et transversal sont comparées aux valeurs caractéristiques des fiches produits, diminuées par des facteurs de sécurité (valeurs de calcul $R_{t,dL}$ et $R_{t,dT}$).

La figure 5 présente le triangle ABC dans lequel sont menés les calculs pour définir α .

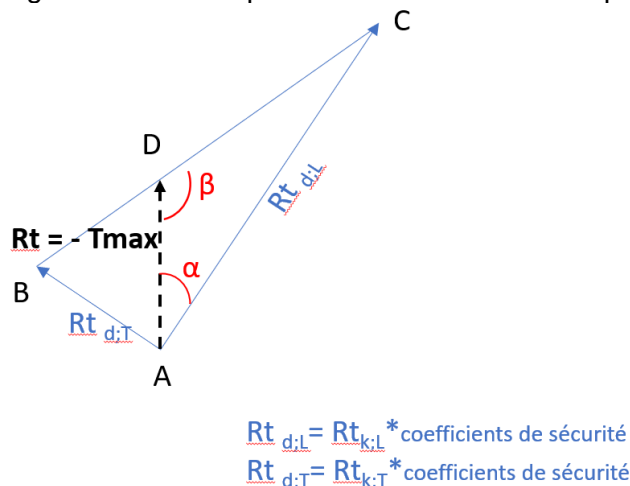


Figure 5. Schématisation mathématique du sujet d'étude (Source ANTEAGROUP)

Présentation des calculs

Par ailleurs, T_{max} est obtenu selon les calculs détaillés dans la norme NF G 38-067

À l'aide des formules de trigonométrie, utilisées pour le triangle rectangle présenté ci-avant, il est donc possible de définir la valeur des angles C et B.

Dans le triangle ADC, à l'aide du théorème des sinus dans un triangle quelconque, l'angle α (représentant l'angle maximal de pose entre les lés et la pente du talus) est obtenu.

Les calculs aboutissent à $\alpha = 12$ degrés.

Les figures 6 et 7 présentent le plan de pose des géocomposites intégrant cette valeur.

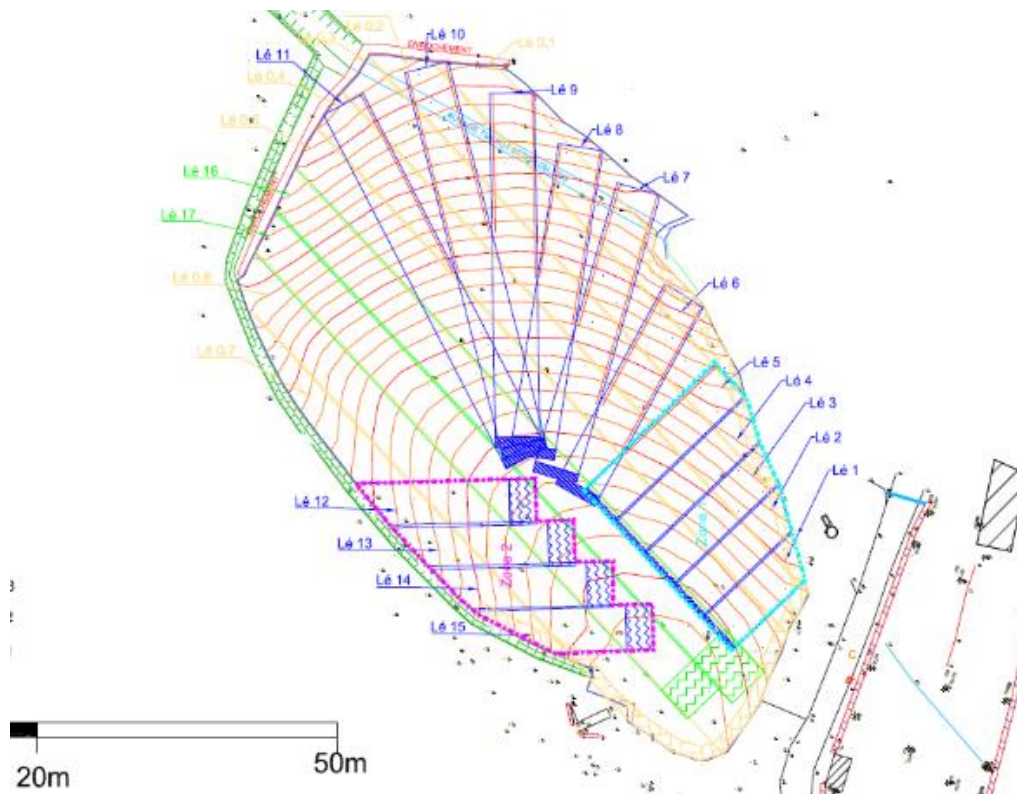


Figure 6. Plan de calepinage des lés d'accroche-terre sur T1 (Source MONTAGNIER TP)



Figure 7. Vue de la pose de la barrière physique permettant la mise en place des matériaux sains (source BRGM)

3. Jardins

3.1. Mesures constructives

Les prescriptions du guide relatif aux mesures constructives utilisables dans le domaine des Sites et Sols Pollués (SSP)² ont été respectées dans la limite des contraintes de chaque site. Les principales prescriptions appliquées, notamment celles concernant l'épaisseur et la constitution des couvertures végétales, ont été adaptées selon l'usage des parcelles étudiées (50 cm pour les potagers, 30 cm ailleurs) en concertation avec la DREAL et le Ministère de la Transition Ecologique / Direction Générale de la Prévention des Risques.

Ainsi, une phase de décaissement (60 cm dans les potagers, 30 cm dans le jardin d'ornement) est réalisée avant la mise en place de la barrière physique sur des épaisseurs semblables afin de conserver les altimétries existantes. Des ajustements topographiques ont été nécessaires de manière ponctuelle (murs et murets, accès pour véhicules des habitants). Les matériaux décaissés ont été intégrés dans les travaux de réhabilitation des stocks de résidus à proximité immédiate (stocks T1 et T2).

En plus des travaux de réhabilitation, des restrictions d'usage sont prévues, par exemple ni plantations d'arbres ou arbustes, ni affouillements pouvant remettre en cause la couverture réalisée.

3.2. Jardins potagers - barrière physique de couverture

Pour le recouvrement des jardins potagers, une barrière physique est mise en place afin d'empêcher l'accès aux résidus miniers (ingestion et inhalation) et de protéger les cultures vis-à-vis de la contamination des résidus laissés en place. Cette barrière est constituée de bas en haut des éléments suivants (Figures 8 et 9) :

- complexe TERASTOP® de chez TERAGEOS, associant un géotextile anti-contaminant de filtration/séparation (dans le but de limiter la remontée des particules fines) et une grille anti-rongeur (afin de lutter contre le passage des taupes, lapins, etc. qui engendrerait la remontée des résidus via les galeries créées). Ce produit est constitué d'un géotextile non tissé et 100 % polypropylène, muni d'une grille de maille 20 mm en fil d'acier galvanisé de 0,7 mm de diamètre et d'un géotextile non tissé 200 g/m² ;
- matériaux granulaires drainants (10 cm d'épaisseur) permettant de limiter la pénétration des racines ainsi que les circulations d'eau dans les dépôts (et des phases dissoutes éventuellement contaminées) ;
- produit PROTEC 800® : géotextile de séparation/filtration. Il s'agit d'un produit certifié ASQUAL, en filaments continus non recyclés, non tissé et 100 % polypropylène ;
- filet avertisseur pour alerter sur la présence de résidus en cas de fouilles ultérieures ;
- matériaux sains type terre végétale sur au moins 50 cm.

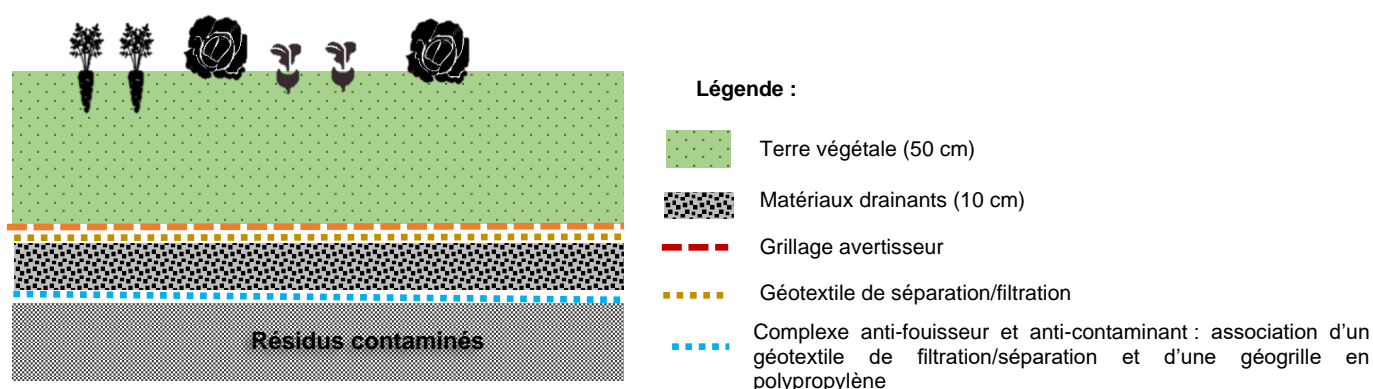


Figure 8. Coupe de principe de la barrière mise en place au niveau des jardins potagers (source ANTEAGROUP)

² Guide relatif aux mesures constructives utilisables dans le domaine des SSP, rapport BRGM RP-63675-FR, 2014



Figure 9. Vue de la barrière mise en place au niveau d'un des jardins potagers avant mise en place de la terre végétale (source BRGM)

3.3. Jardin d'ornement - barrière physique de couverture

Pour le recouvrement du jardin d'ornement, une barrière physique est mise en place afin d'empêcher l'accès aux résidus miniers (prévention du risque d'ingestion et d'inhalation). Cette barrière est constituée de bas en haut par :

- un complexe associant un géotextile anti-contaminant de filtration/séparation et une grille de maille 20mm en fil d'acier (identique à celui présenté au § 3.2) ;
- un filet avertisseur pour alerter sur la présence de résidus en cas de fouilles ultérieures ;
- des matériaux sains type terre végétale sur 30 cm ;
- un engazonnement : la végétalisation du sol est indispensable pour limiter l'érosion et l'envol de poussières.

Ce type de jardin ne faisant pas l'objet de plantations à but alimentaire et étant moins arrosé, la barrière ne comporte pas de couche en matériaux granulaires drainants.

4. Caves

L'une des habitations possède 2 caves situées directement au droit de l'habitation en sous-sol. Les sols (terre-battue) et murs (pierres) présentaient des teneurs importantes en plomb.

Ces caves présentent des contraintes d'accès avec des plafonds bas (1,6 m de hauteur) et des entrées étroites (0,7 à 0,9 m de largeur). Par ailleurs, il n'est pas envisagé de décaisser le sol de ces caves en raison de l'incertitude sur le mode de fondation et le rôle de soutènement de l'un des murs par rapport à la route sus-jacente.

Deux solutions de réhabilitation ont été étudiées (Tableau 1) par le maître d'œuvre en phase Projet, afin de recouvrir le sol par un matériau présentant une faible épaisseur : béton de propreté ou géocomposite de ciment.

Tableau 1. Tableau comparatif des solutions étudiées en phase Projet pour la réhabilitation des sols dans les caves

Solution de réhabilitation	Coût estimatif (€ HT)	Durée prévisionnelle des travaux	Avantages techniques (délai, encombrement, sécurité...)	Inconvénients techniques (délai, encombrement, sécurité...)	Maintenance et entretien
Béton de propreté	24 k€	1 semaine hors séchage	Solution classique, maîtrisée	Nécessité de décaisser, dans des conditions complexes (accessibilité, sécurité/santé des travailleurs en milieu confiné)	Réparation des épaufrures ou écaillages en cas de chute d'objet
Géocomposite de ciment	20 k€	3 jours hors séchage	Solution innovante : gain de temps et d'épaisseur. Pas de décaissement dans des conditions complexes	Aucun	Balayage des fibres de surface qui partiront dans les 2 années suivant la pose

Le géocomposite de ciment est composé de deux géotextiles entre lesquels est placée une couche d'un mortier sable/ciment. L'ensemble est aiguilleté en usine de manière à permettre aux fibres des deux géotextiles de se lier entre elles, de renforcer la base du mortier et de rendre le produit utilisable en rouleau. Une fois mis en œuvre, le produit est hydraté par arrosage afin de former une couche de béton fibré à la surface régulière, assurant un rôle de protection mécanique. Ce géocomposite, de 1 mm d'épaisseur au minimum, présente une masse surfacique de 12 kg/m².

À partir de ces éléments comparatifs, il a été retenu la mise en œuvre d'une barrière physique constituée d'un géocomposite de ciment TILTEX ou équivalent ; en effet, cette solution présente a priori des facilités de mise en œuvre sans surcoût tout en permettant d'obtenir une résistance mécanique suffisante.

Après nettoyage des murs et plafonds, les travaux auraient dû consister en :

- la préparation du support (aplanissement, enlèvement des éventuels blocs saillants), avec apport de sables ou graves fines si nécessaire,
- la mise en place du géocomposite de ciment sur toute la surface des sols des caves,
- l'arrosage du géocomposite de ciment, afin de lui donner sa résistance mécanique.

Au moment de réaliser ces travaux, il s'est avéré que la mise en œuvre d'un géocomposite de ciment présentait des inconvénients majeurs, en raison notamment du poids des lés et de l'exiguïté des caves (ergonomie de travail pour les salariés de l'entreprise) et également au niveau des finitions attendues par les propriétaires ; en effet, les sols ainsi que la base des murs étant très irréguliers, les finitions n'auraient pas été suffisamment soignées. Il a donc été décidé, après préparation du sol support incluant un décapage de quelques cm d'épaisseur, de réaliser un béton de propreté en béton fibré de 5 cm (Fig. 10).

Sur tous les murs, un enduit (chaux/sable) a été réalisé afin de recouvrir les pierres et joints, pouvant comporter du minerai de plomb.

Une protection de la zone (balisage adapté, aspiration des poussières) a également été réalisée pour protéger les habitants et les travailleurs vis-à-vis des émanations de poussières éventuelles (poussières chargées en métaux lourds).

Des travaux spécifiques (drains, réseau électrique, etc.) ont été associés à la mise en place de la barrière physique tout en conservant les équipements existants.



Figure 10. Vues d'une des caves avant les travaux (à gauche) et après travaux (à droite)
(source BRGM)

5. Conclusion

La diversité des produits géosynthétiques a permis d'apporter des solutions adaptées à la réhabilitation de sites impactés par d'anciennes exploitations minières.

Sur les stocks de résidus, l'association de plusieurs produits géosynthétiques a permis la mise en place d'une épaisseur de terre nécessaire au bon développement d'une végétation adaptée aux conditions climatiques du site.

Dans les jardins, afin de réduire les risques de remontée de matériaux pollués via les terriers creusés par d'éventuels fousseurs, un dispositif combinant des produits géosynthétiques a été mis en œuvre.

6. Bibliographie

AFNOR (2017) NF G38-067 Géosynthétiques, géotextiles et produits apparentés – Stabilisation d'une couche mince sur pente – Justification du dimensionnement et éléments de conception.

Comité Français des Géotextiles et Géomembranes (1995). Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets. Fascicule 11. 53 pages.

MESURE ET ÉTUDE DE LA PERMÉABILITE AUX LIXIVIATS ULTRABASIQUES D'UNE SÉRIE DE GÉOSYNTHÉTIQUES BENTONITIQUES

MEASUREMENT AND STUDY OF THE PERMEABILITY OF A SERIES OF BENTONITIC GEOSYNTHETICS TO ULTRABASIC LEACHATES

Thibaut LANDO¹, Christophe POINCLOU¹, Marie FORESTIER COSTE², Jean-Frédéric OUVRY³

1 Antea Group Laboratoire, Orléans, France

2 Antea Group, Montpellier, France

3 Ingénieur Conseil, La Ferté Saint Aubain, France

RÉSUMÉ – Cet article présente les résultats d'une campagne d'essai en laboratoire réalisés sur trois GSB selon la norme NF P 84 705. Ces mesures sont effectuées à l'eau minéralisée et au lixiviat issu de résidus industriels de bauxite. Deux des trois GSB testés contiennent de la bentonite sodique, l'un est constitué de granules millimétriques, l'autre sous forme poudreuse. Le troisième GSB contient de la bentonite polymère en poudre. Les perméabilités mesurées à l'eau sont de l'ordre de 10^{-11} m/s, alors que les perméabilités mesurées au lixiviat varient de 10^{-12} à 10^{-6} m/s selon les GSB. Les mesures et observations de cette campagne sont mises en parallèle des recherches de Chen *et al.* (2020) et Tian *et al.* (2017) qui abordent la thématique de l'utilisation de GSB pour le stockage des lixiviats issus des résidus industriels de bauxite.

Mots-clés : Perméabilité, GSB, lixiviat, résidus de bauxite, aluminium.

ABSTRACT – This paper presents a laboratory testing campaign about three GCL. The results of hydraulic conductivity (NF P 84 705) measurements with water and bauxite industry leachate are showed. Two tested GSB contains sodic bentonite, one in millimeter size grains and the other one in powder. The third GSB contains powder polymeric bentonite. The measured hydraulic conductivities with water are about 10^{-11} m/s, while hydraulic conductivity measured with bauxite industry leachate evolved between 10^{-6} and 10^{-12} m/s. The results of this campaign are compared with J. Chen *et al.* (2020) and K. Tian *et al.* (2017) publications about bauxite leachate storage with GSB.

Keywords: Hydraulic conductivity, GCL, bauxite waste, leachate, aluminium.

1. Introduction

Afin de répondre aux enjeux techniques et économiques, en adéquation avec les préoccupations environnementales, l'utilisation des géosynthétiques bentonitiques (GSB) dans la gestion des liquides de process industriels offre des perspectives intéressantes, notamment par leur coût modéré. Le secteur industriel de l'aluminium est concerné par la nécessité de gérer d'importants volumes de boue et de liquide de process dans le but de le raffiner pour divers débouchés : production de l'aluminium, de batterie lithium, de matériaux de construction, de dissipateurs thermiques ou d'abrasifs industriels.

L'utilisation de GSB comme matériau d'étanchéité pour le stockage de lixiviat agressif (pH élevé) avec une chimie complexe est une thématique émergente. La chimie particulière des lixiviats industriels peut impacter les propriétés hydrauliques de la bentonite et modifier les performances du GSB.

Cette étude apporte des réponses expérimentales afin de mesurer et comparer les propriétés hydrauliques d'une série de trois GSB à l'eau minéralisée et au lixiviat de résidu industriel de bauxite (RIB). Après une présentation du contexte de l'étude et des GSB, le matériel et le protocole d'essai seront évoqués. Après la présentation des résultats, la discussion permettra de comparer notre étude à celles de la bibliographie avant de conclure concernant la thématique abordée. Cette étude se termine par la synthèse de la bibliographie identifiée pour la rédaction de cet article.

2. Contexte de l'étude et présentation des GSB

Dans le cadre d'un projet de développement de bassins de stockage de lixiviat de RIB, la possibilité d'utiliser un GSB comme solution technique d'étanchéité a été envisagée. Un programme d'essais en laboratoire a été établis pour vérifier la faisabilité d'une telle approche, en comparant les performances de trois GSB de marques différente soumis aux mêmes conditions d'essai.

2.1 Les GSB testés

Trois GSB, sont testés pour cette étude. Le GSB n°1 est constitué de bentonite sodique sous forme de granules millimétriques (GSB1 Na-G). Le GSB n°2 se compose de bentonite sodique en poudre (GSB2 Na-P). Le GSB n°3 se compose de bentonite sodique mélangée à un polymère, elle est sous forme granulaire (GSB3 NaPoly-G). Les bentonites contenues dans les échantillons de GSB sont présentées sur la Figure 1.

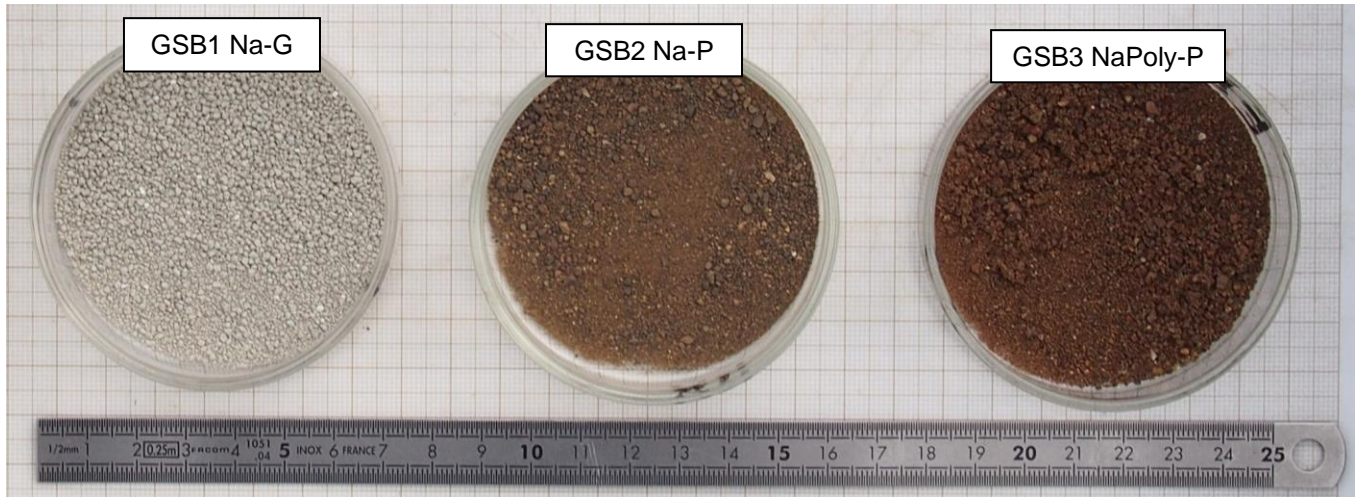


Figure 1. Photographie de la bentonite constituant les GSB

Tableau 1. Caractéristiques des GSB selon les fiches techniques produits des fournisseurs.

Échantillon de GSB	GSB1 Na-G	GSB2 Na-P	GSB3 NaPoly-G
Caractéristiques des GSB			
Masse surfacique (kg/m ²)	6,00	6,30	5,00
Indice de gonflement de la bentonite (ml/2g)	>24	>24	25
Proportion de montmorillonite dans la bentonite (%)	(*)	90	80% (+/-) 10%
Perméabilité à l'eau (m/s)	< 5.10 ⁻¹¹	1,5.10 ⁻¹¹	1,0.10 ⁻¹¹

(*) : Valeur non disponible.

2.2 Le lixiviat de RIB

Le lixiviat de RIB utilisé pour cette série d'essai a été prélevé dans un bassin de stockage de RIB d'un site d'étude. Ce lixiviat a été réceptionné dans quatre contenants, ayant chacun fait l'objet d'une analyse physico-chimique. La variation des concentrations en éléments chimiques et les paramètres physiques mesurés par les quatre analyses sont homogènes. Les résultats présentés sont la moyenne des mesures des quatre analyses. Le tableau 2 présente la synthèse des résultats de ces mesures.

Tableau 2. Moyenne des 4 analyses physico-chimiques du lixiviat de RIB prélevé sur le site de l'étude.

Caractérisation du lixiviat prélevé in-situ	
Masse volumique	1,00 g/cm ³
pH	12,5 à 22 °C
Composés halogénés organiques adsorbables (AOX)	610 à 1900 µg/L
Demande chimique en oxygène (DCO)	410 à 450 mg/L
Carbone organique total (COT)	210 à 230 mg/L
Chlorures (Cl)	210 à 220 mg/L
Sulfates (SO ₄)	580 à 650 mg/L
Ammonium (NH ₄)	9,5 à 10 mg/L
Potassium (K)	33 à 35 mg/L
Chrome (Cr)	63 à 66 mg/L
Nickel (Ni)	130 à 140 mg/L
Arsenic (As)	1500 à 1600 mg/L

Ce lixiviat présente des caractéristiques basiques, avec un pH de 12,5 mesuré à 22°C. Il contient des anions (sulfates, chlorures, ammonium) et des métaux lourds en concentrations plus ou moins importantes (Arsenic, Nickel, Chrome, Potassium).

3. Matériel et protocole d'essai

Les GSB ont fait l'objet d'une série d'essais de mesure de perméabilité à l'œdo-perméamètre selon la norme NF P 84 705. Sur chacun des produits étudiés, trois essais de flux et perméabilité ont été réalisés : un essai a été mené à l'eau distillée minéralisée à 0,292 g/L de NaCl et deux essais ont été effectués avec le lixiviat de RIB évoqué ci-dessus. Les essais ont été menés simultanément avec trois œdo-perméamètres de Type 1 (NF P 84 705) en téflon. L'utilisation du téflon permet de limiter le risque d'interaction chimique entre le liquide de d'essai et le matériau constituant la cellule d'essai. Une cellule d'essai est présentée par la Figure 2.

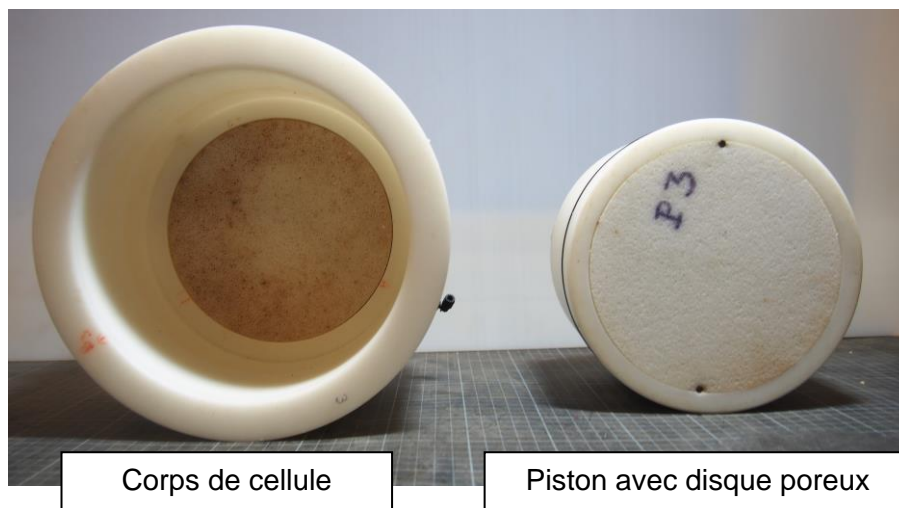


Figure 2. Photographie d'un œdo-perméamètre de Type 1 (diamètre 200 mm) en téflon utilisé pour le conditionnement des éprouvettes de GSB pour les essais de perméabilité (pièce de gauche : corps de cellule ; pièce de droite : piston)

Chaque essai commence par la mise en place de l'éprouvette de GSB dans la cellule avec l'application d'un joint de bentonite hydratée à une teneur en eau proche de 150% conformément à la norme NF P 84 705. Les éprouvettes ont été confectionnées par le fonçage d'une trousse coupante en acier dans le GSB. La contrainte normale de 10 kPa est appliquée sur les trois éprouvettes de GSB par un bâti de consolidation pneumatique. La consolidation des éprouvettes est mesurée jusqu'à la stabilisation de la déformation axiale, atteinte entre 24 et 48 heures selon les GSB.

Les éprouvettes sont ensuite mises en contact avec le liquide d'essai (eau minéralisée ou lixiviat de RIB). Durant cette étape, le gonflement et le volume de liquide absorbé par les éprouvettes sont enregistrés jusqu'à la stabilisation du gonflement. Cette étape d'hydratation et de gonflement dure entre 23 et 35 jours selon le GSB testé.

Après la phase d'hydratation et de gonflement des éprouvettes, une mesure de perméabilité à charge constante est initiée pour chaque éprouvette par l'application d'un gradient hydraulique. Une charge hydraulique de 0,8 m (sans contre pression) de liquide est appliquée pour chacune des éprouvettes. Pendant la phase de perméabilité les volumes de liquide entrant et sortant de l'œdo-perméamètre contenant l'éprouvette sont mesurés et enregistrés. Les mesures de perméabilité durent de 10 à 13 jours. Après la phase de perméabilité, les éprouvettes ont été démontées de la cellule d'essai pour observation, photographie, mesure de l'épaisseur finale et de la teneur en eau ou en liquide d'essai.

4. Résultats

4.1 Résultats de l'échantillon GSB1 Na-G

Les caractéristiques initiales mesurées et les paramètres de la phase d'hydratation et gonflement du GSB1 (Na-G) sont présentés dans le tableau 3.

Tableau 3. Caractéristiques initiales et paramètres mesurés pendant la phase d'hydratation et gonflement du GSB1 Na-G.

GSB1 Na-G			
	Eau minéralisée	Lixiviat de RIB	
Épaisseur de l'éprouvette avant essai (mesurée sous 20 kPa selon NF EN ISO 9863-1)	7,72 mm et 8,28 mm		
Gonflement	0,86 mm	0,91 mm	1,00 mm
	11,5 %	10,13 %	12,50 %
Volume de liquide d'essai absorbé	49,9 cm ³	35,0 cm ³	37,3 cm ³

Les mesures de la perméabilité sur l'éprouvette de GSB1 Na-G sont menées pendant 9 jours. La perméabilité mesurée à l'eau minéralisée est stable dès le 1^{er} jour et jusqu'au 9^e jour. La perméabilité moyenne mesurée est de $8,0 \cdot 10^{-12}$ m/s.

Les perméabilités mesurées avec le lixiviat de RIB présentent une évolution à partir du 7^e jour de la phase de mesure. Les perméabilités mesurées du 1^{er} au 5^e jours sont de l'ordre de 10^{-9} m/s à 10^{-8} m/s selon l'éprouvette. À partir du 7^e jour, des perméabilités de $2,1 \cdot 10^{-11}$ m/s et de $4,5 \cdot 10^{-11}$ m/s sont mesurées.

4.2 Résultats de l'échantillon GSB2 Na-P

La synthèse des mesures concernant le GSB2 Na-P est présentée dans le tableau 4.

Tableau 4. Caractéristiques initiales et paramètres mesurés pendant la phase d'hydratation et gonflement du GSB1 Na-G.

GSB2 Na-P			
	Eau minéralisée	Lixiviat de RIB	
Épaisseur de l'éprouvette avant essai (mesurée sous 20 kPa selon NF EN ISO 9863-1)	6,08 à 6,76 mm		
Gonflement	1,27 mm	0,80 mm	1,29 mm
	21,88 %	12,50 %	20,00 %
Volume de liquide d'essai absorbé	68,0 cm ³	35,0 cm ³	37,3 cm ³

La phase de mesure de perméabilité dure 18 jours pour cette série. La perméabilité mesurée pour le GSB2 Na-P avec l'eau minéralisée est de $1,0 \cdot 10^{-11}$ m/s. La mesure de la perméabilité à l'eau minéralisée est stable du 1^{er} jour jusqu'au 18^e jour.

Au lixiviat de RIB, la perméabilité mesurée le 1^{er} jour de la phase d'essai est de $4,5 \cdot 10^{-11}$ à $5,0 \cdot 10^{-10}$ m/s. Entre le 6^e et 10^e jour, les mesures de perméabilité évoluent entre $3,6 \cdot 10^{-11}$ et $4,0 \cdot 10^{-11}$ m/s. À partir du 11^e jour, les perméabilités mesurées avec le lixiviat de RIB sont de l'ordre de $2,2 \cdot 10^{-11}$ à $3,1 \cdot 10^{-11}$ m/s.

4.3 Résultats de l'échantillon GSB3 NaPoly-P

Le tableau 5 présente la synthèse des mesures concernant le GSB3 NaPoly-P.

Tableau 5. Caractéristiques initiales et paramètres mesurés pendant la phase d'hydratation et gonflement du GSB3 NaPoly-G.

GSB3 Na-P			
	Eau minéralisée	Lixiviat de RIB	
Épaisseur de l'éprouvette avant essai (mesurée sous 20 kPa selon NF EN ISO 9863-1)	6,51 à 7,71 mm		
Gonflement	1,84 mm	1,38 mm	1,24 mm
	26,23 %	20,00 %	17,97 %
Volume de liquide d'essai absorbé	57,2 cm ³	45,0 cm ³	62,1 cm ³

Les mesures de la perméabilité ont été effectuées pendant 10 jours. Avec l'eau minéralisée, la perméabilité mesurée est de $1,1 \cdot 10^{-11}$ m/s. Avec le lixiviat de RIB, la perméabilité de $6,3 \cdot 10^{-12}$ m/s sur l'un des deux essais. Pour le second, la perméabilité mesurée est de $5,0 \cdot 10^{-12}$ m/s lors des sept premiers jours puis une augmentation de la perméabilité s'observe (augmentation de la cinétique des volumes de lixiviat injecté). Les mesures effectuées du 7^e au 10^e jours permettent de mesurer une

perméabilité de $7,3 \cdot 10^{-10}$ m/s. Lors de la phase de perméabilité, avec l'eau et le lixiviat de RIB, les liquides sortants présentent un aspect gélatineux illustré par la Figure 3.



Figure 3. Photographie d'une éprouvette de l'échantillon GSB3 NaPoly-P avec l'illustration du liquide gélatineux

4.4 Observations et mesures après essais

Les éprouvettes après essai ont fait l'objet d'une mesure d'épaisseur et de teneur en eau (ou en liquide d'essai). Les résultats de ces mesures sont présentés dans le Tableau 6.

Tableau 6. Mesures après essais de perméabilités sur les éprouvettes des trois GSB.

Echantillon	GSB1 Na-G			GSB2 Na-P			GSB3 NaPoly-P		
	Eau	Lixiviat RIB	Lixiviat RIB	Eau	Lixiviat RIB	Lixiviat RIB	Eau	Lixiviat RIB	Lixiviat RIB
Épaisseur après essai (mm)	11,65	10,50	10,65	13,34	10,80	9,72	12,64	10,0	9,05
Teneur en liquide d'essai (%)	116,2	101,2	105,8	125,7	99,1	81,1	193,2	143,5	118,5

4.4.4. Synthèse des mesures et observations

Les différentes mesures de perméabilité au l'eau minéralisée et au lixiviat de RIB sont présentés dans le tableau 7.

Tableau 7. Synthèse des mesures de perméabilité

Échantillon	GSB1 Na-G			GSB2 Na-P			GSB3 NaPoly-P		
	Eau	Lixiviat RIB	Lixiviat RIB	Eau	Lixiviat RIB	Lixiviat RIB	Eau	Lixiviat RIB	Lixiviat RIB
Perméabilité (m/s)	$8,0 \cdot 10^{-12}$	$1,8 \cdot 10^{-8}$ (*) $2,1 \cdot 10^{-11}$	$3,3 \cdot 10^{-9}$ (*) $4,5 \cdot 10^{-11}$	$1,0 \cdot 10^{-11}$	$3,1 \cdot 10^{-11}$	$5,0 \cdot 10^{-10}$ (**) $2,2 \cdot 10^{-11}$	$1,1 \cdot 10^{-11}$	$1,1 \cdot 10^{-11}$ (***) $7,3 \cdot 10^{-10}$	$7,2 \cdot 10^{-12}$

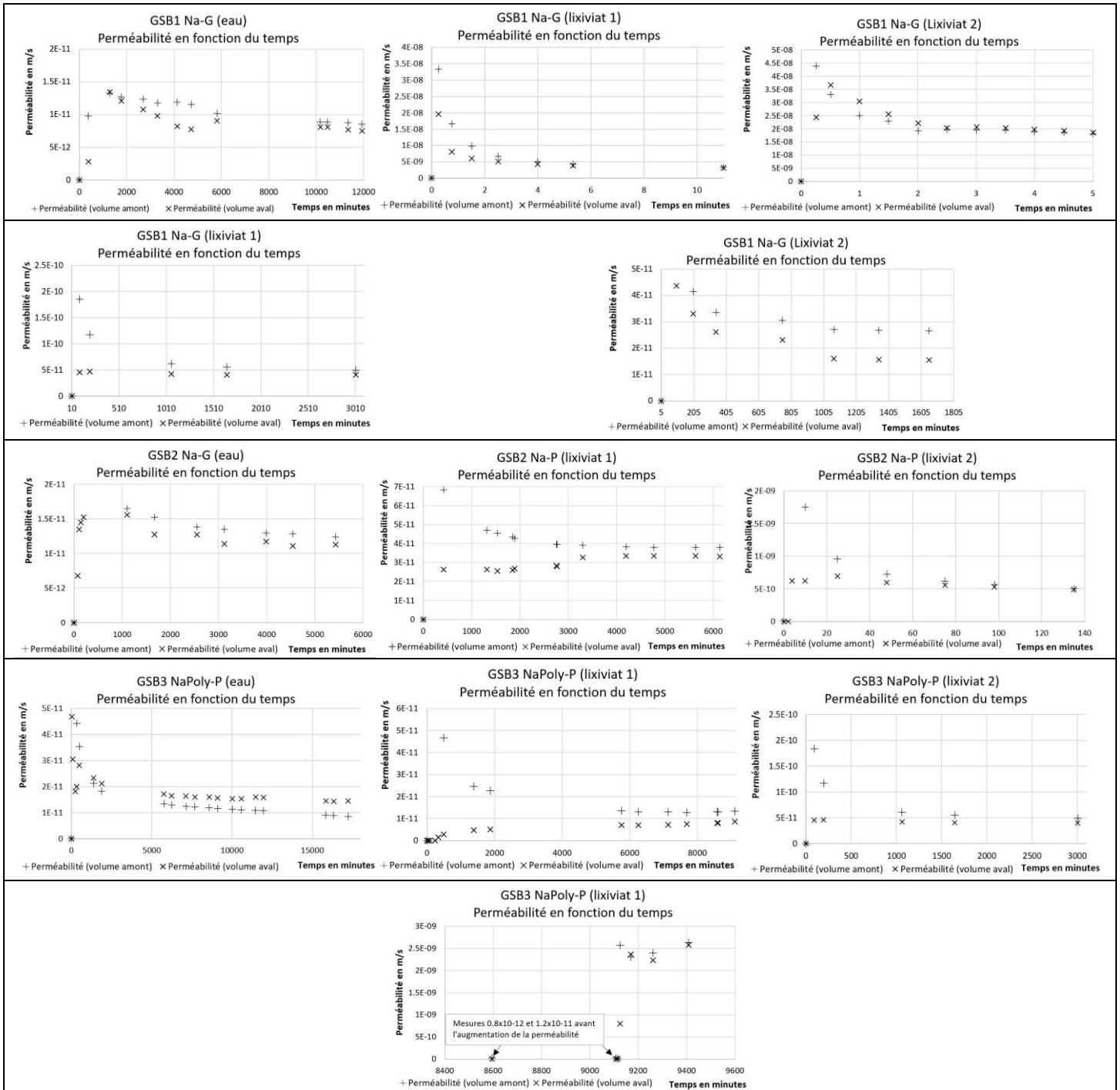
(*) : Évolution des perméabilités après 5 jours de mesure.

(**) : Évolution des perméabilités après 11 jours de mesure.

(***) : Évolution des perméabilités après 7 jours de mesure.

Les courbes de suivi des mesures de perméabilité sont présentées dans le tableau 4.

Tableau 4. Tableau synthétique des courbes d'évolution de la perméabilité en fonction du temps pour chaque GSB et essai à l'eau et au lixiviat de RIB



4. Discussion

Les mesures de perméabilité à l'eau minéralisée sont du même ordre de grandeur sur les trois échantillons de GSB testés. Elles évoluent entre $8,0 \cdot 10^{-12}$ m/s et $1,1 \cdot 10^{-11}$ m/s. Ces valeurs sont conformes aux fiches des produits. Toutefois, les gonflements mesurés durant la phase de saturation à l'eau minéralisée présentent une variabilité. En effet, ils évoluent entre 11,25% pour le GSB1 Na-G, 21,86% pour le GSB2 Na-P et jusqu'à 26,23% pour le GSB3 NaPoly-P. L'origine de la bentonite qui compose les GSB peut expliquer la variation des gonflements mesurés. Une caractérisation de la provenance par mesures isotopiques des bentonites composant les trois échantillons n'a pas été menée

dans notre étude. D'autre part, la présence de polymères ajoutés au sein de la bentonite impacte le gonflement. Aucune information sur le type de polymère présent au sein du GSB3 NaPoly-P n'est disponible.

Les perméabilités mesurées avec le lixiviat de RIB pour l'échantillon GSB1 Na-G (bentonite sodique sous forme granulaire) sont de 10^{-9} à 10^{-8} m/s. Ces perméabilités sont supérieures aux perméabilités mesurées à l'eau minéralisée les cinq premiers jours. Une perméabilité d'un ordre de grandeur similaire avec le même type de GSB et de lixiviat de RIB est présentée dans la publication de Tian *et al.* (2017). Un lien entre la perméabilité élevée mesurée et la taille des pores liée à la granulométrie de la bentonite est établi. La bentonite du GSB1 Na-G présente une forme de granules millimétriques similaires à la description du cas de l'étude de Tian *et al.*

D'autre part, Tian *et al.* interprètent l'absence de gonflement de la bentonite par le lixiviat de RIB comme le phénomène principal expliquant la perméabilité supérieure de la bentonite avec le lixiviat de RIB par rapport à l'eau minéralisée.

Dans le cas de notre étude, l'absence de gonflement de la bentonite avec le lixiviat de RIB n'est pas observée. Dans le cas du GSB1 Na-G (bentonite sodique sous forme granulaire) le gonflement au lixiviat de RIB s'est même révélé supérieur que celui à l'eau minéralisée. Dans un second temps pour ce même échantillon (GSB1 Na-G) les perméabilités mesurées diminuent ($3 \cdot 10^{-11}$ m/s).

Dans le cas du GSB2 Na-P (bentonite sodique poudreuse), le gonflement mesuré au lixiviat de RIB est inférieur ou équivalent à celui mesuré à l'eau. Pour ce même échantillon (GSB2 Na-P), la perméabilité mesurée au lixiviat de RIB est variable entre les deux essais pendant les onze premiers jours d'essai puis les mesures deviennent homogènes ($1,0$ à $3,0 \cdot 10^{-11}$ m/s). Ces perméabilités sont du même ordre de grandeur que celles (au lixiviat) du GSB1 Na-G et que celles mesurées à l'eau minéralisée sur le GSB2 Na-P.

Les perméabilités mises en évidence avec le lixiviat de RIB sont inférieures à celles présentées dans d'autres études comme celle de Benson *et al.* (2008), de l'ordre de $2 \cdot 10^{-6}$ m/s. Selon Tian *et al.*, (2017), le colmatage de la microporosité de la bentonite en poudre par la précipitation des complexes d'aluminium pourrait être le phénomène expliquant ces mesures peu communes. Toutefois, des mesures complémentaires seraient nécessaires avant de pouvoir affirmer cette hypothèse dans notre cas d'étude.

Avec le GSB3 NaPoly-P, contenant un mélange de bentonite sodique et de polymère, les gonflements mesurés au lixiviat des RIB sont inférieurs à celui mesuré avec l'eau. L'échantillon GSB3 NaPoly-P (bentonite polymère en poudre) présente une perméabilité au lixiviat de RIB inférieure ($7 \cdot 10^{-12}$ m/s) ou du même ordre de grandeur ($1 \cdot 10^{-11}$ m/s) que celle à l'eau. Néanmoins, l'un des deux essais menés au lixiviat de RIB présente une augmentation soudaine de la perméabilité. Ce phénomène est observable après sept jours d'essai. Cette singularité observée dans d'autres publications est expliquée par l'élution de la substance polymère à travers la porosité de la bentonite. Ce phénomène pourrait expliquer l'augmentation de la perméabilité (Chen *et al.*, 2020 ; Tian *et al.*, 2017). L'hypothèse de l'élution du polymère peut être étayée par l'observation de l'aspect gélatineux des liquides sortants de l'échantillon GSB3 NaPoly-P. En effet, cette observation prouve la présence de la phase polymère au sein des liquides ayant traversé le GSB.

6. Conclusions

Notre étude a permis de mettre en évidence l'hétérogénéité du comportement de trois GSB au contact avec le lixiviat de RIB du site d'étude. Au regard de nos résultats et de l'étude bibliographique, la mise en contact de bentonite sodique et du lixiviat de RIB ne semble pas inhiber le gonflement de la bentonite sodique quelle que soit sa granulométrie. Pour le mélange de bentonite sodique et de polymère, l'hydratation au lixiviat de RIB affecte le gonflement de la bentonite.

Les perméabilités mesurées au lixiviat de RIB sont également hétérogènes. Pour les GSB composés de bentonite sodique sans polymère, la texture de la bentonite impacte la perméabilité. La bentonite sous texture granulaire présente une phase préliminaire se caractérisant par une perméabilité élevée à moyenne (10^{-10} à 10^{-8} m/s), avant d'atteindre dans un second temps des valeurs plus faibles (10^{-11} m/s). Les GSB composés de bentonite sodique sous texture pulvérulente semblent moins marqués par cette phase initiale caractérisée par une perméabilité élevée. La perméabilité mis en évidence pour ce type de GSB est du même ordre de grandeur (10^{-11} m/s).

Les GSB composés de mélange de bentonite sodique et de polymère présentent de faibles perméabilités (10^{-12} à 10^{-11} m/s) avec lixiviat de RIB. Toutefois, l'élution du polymère par le liquide

traversant le GSB, phénomène identifié dans la bibliographie, est observé également lors de cette campagne d'essais. Ce mécanisme peut affecter la perméabilité, et l'augmenter considérablement, engendrant la dégradation des performances du GSB.

7. Références bibliographiques

- Athanassopoulos C., Benson C., Chen J., Donovan M. (2015). Hydraulic conductivity of a polymer-modified GCL permeated with high-pH solutions, *Geosynthetics 2015 Conference*, Portland.
- Benson C., Oren A.H., Gats W.P. (2010). Hydraulic conductivity of two geosynthetic clay liners permeated with a hyperalkaline solution. *J. Geotextiles and Geomembranes*, 28(2), 206-218.
- Benson C., Wang X., Gassner F.W., Foo D.C.F. (2008). Hydraulic conductivity of two geosynthetic clay liners permeated with an Aluminum residue leachate. *GeoAmericas 2008*, International Geosynthetics Society.
- Brown L., Shackelford C. (2007). Hydraulic conductivity of a geosynthetic clay liner to simulated animal waste solution. *Research Gate*, 266090923.
- Chen J., Benson C. (2020). Hydraulic conductivity of bentonite-polymer composite geosynthetic clay liners permeated with bauxite liquor from China. *GeoAmericas 2020*, International Geosynthetics Society.
- Norme NF P 84-705 Avril 2019, Géosynthétiques bentonitiques – Détermination à l'oedo-perméamètre des caractéristiques de gonflement, flux, perméabilité des géosynthétiques bentonitiques (GSB) – Essais de caractérisation et essai de performance, *AFNOR*, Version de 2019-04-P.
- Norme NF EN ISO 9863 21 Octobre 2016 – Géosynthétiques – Détermination de l'épaisseur à des pressions spécifiées – Partie 1 : Couches Individuelles, *AFNOR*, Version de 2016-10
- Tian K., Likos W., Benson C. (2019). Polymer elution and hydraulic conductivity of bentonite-polymer composite geosynthetic clay liners. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 145(10), 04019071.
- Tian K., Benson C. (2017). Chemical compatibility of geosynthetic clay liners to aggressive bauxite liquor. *Proceedings of 55th International ICSOBA Conference*, Hambourg.

RÉSERVOIRS D'EAU POTABLE – ÉTANCHÉITE INTÉRIEURE ET EXTÉRIEURE PAR GÉOSYNTHÉTIQUES

DRINKING WATER TANK – INTERNAL ET EXTERNAL SEALING WITH GEOSYNTETICS

Sébastien MATTLIN, Agru Environnement, Perpignan, France
Denis SAVOYE, Altereo, Clermont-Ferrand, France
Carine CASTELLI, Altereo, Toulouse, France

RÉSUMÉ – La ville d'Albi a décidé de procéder, à partir de 2016, à des travaux de réhabilitation des réservoirs de stockage d'eau potable enterrés de Lavazière. Le site comprend deux cuves, R1 et R2, construites en 1886 de 2000 m³ de capacité unitaire et deux cuves, R3 et R4 construites en 1947 de 3000 m³ de capacité unitaire. Les géosynthétiques ont trouvé une application à la fois en termes d'étanchéité intérieure et en termes d'étanchéité de couverture. Concernant le revêtement d'étanchéité intérieure des cuves R2 et R3, le choix s'est porté sur un système thermoplastique avec attestation de conformité sanitaire. Ce système, sous forme de plaques, est plébiscité depuis de nombreuses années pour sa facilité d'installation et d'entretien ainsi que son excellente résistance au chlore. Concernant, l'étanchéité des couvertures, le choix s'est porté sur une étanchéité de type parapluie sous remblai, constituée d'une géomembrane de bitume élastomère spécifique aux ouvrages enterrés et disposée entre deux géotextiles de protection.

Mots-clés : réservoirs, réhabilitation, étanchéité, plaques, géomembrane.

ABSTRACT – The city of Albi decided to proceed, from 2016, to rehabilitation work on the underground drinking water storage tanks of Lavaziere. The site includes two tanks, R1 and R2, built in 1886 of 2000 m³ of unit capacity and two tanks, R3 and R4 built in 1947 of 3000 m³ of unit capacity. Geosynthetics have found application both in terms of interior waterproofing and in terms of roof waterproofing. Regarding the interior sealing coating of the R2 and R3 tanks, the choice fell on a thermoplastic system with health conformity certificate. This system of plates is acclaimed for many years for its ease of installation and maintenance as well as its excellent resistance to chlorine. Regarding the waterproofing of the roofs, the choice fell on an umbrella type waterproofing under backfill, consisting of an elastomeric bitumen geomembrane specific to buried structures and placed between two protective geotextiles.

Keywords: tanks, rehabilitation, sealing, plates, geomembrane.

1. Le contexte

La ville d'ALBI possède sur le site de Lavazière au sud de l'agglomération, quatre cuves de stockage d'eau potable enterrées surmontées deux par deux, d'une enceinte murée. Deux cuves ont été construites en 1886 et deux autres cuves ont été construites en 1947.

Les cuves de 1886 ont un radier et des murs poids construits en moellons jointoyés au mortier de chaux. Leurs piliers et leur couverture constituée de voûtes en arc de cloître sont en briques. Elles n'ont pas de revêtement d'étanchéité intérieur. Seul le radier et les murs poids avec une forme de toboggan à la base sont revêtus d'un mortier de liant hydraulique épais.

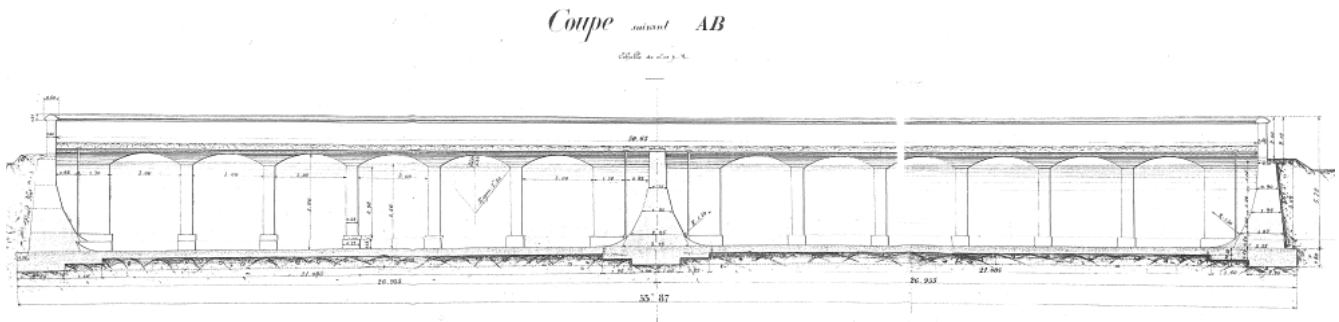


Figure 1. Coupe sur réservoir de 1886

Les cuves de 1947 ont un radier, des parois inclinées ou un mur poids de séparation, ainsi que des piliers construits en moellons jointoyés au mortier de chaux. La couverture, de type multi-voûtes est constituée de voûtes longitudinales juxtaposées réalisées en béton armé coulé en place. Les cuves n'ont pas de revêtement d'étanchéité intérieur. Le radier, les piliers et les parois inclinées sont entièrement revêtus d'un mortier de liant hydraulique épais.

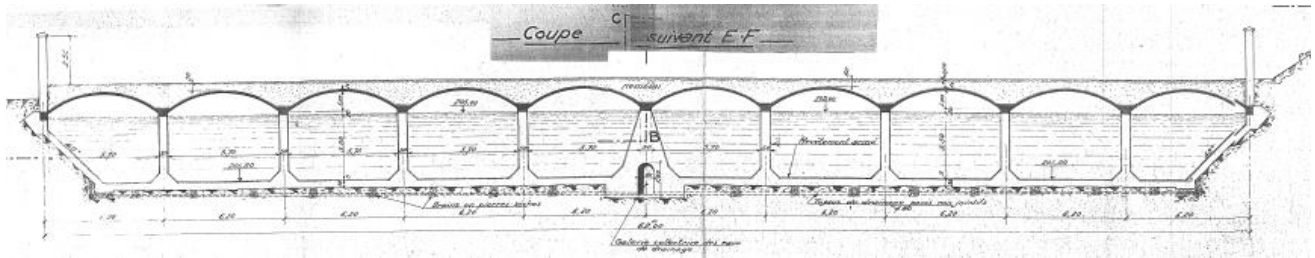


Figure 2. Coupe sur réservoir de 1947

Des fuites importantes, liées principalement à la fissuration des radiers et des murs poids ou parois inclinées à l'intérieur des cuves, ont été mises en évidence dans le cadre de l'exploitation. Ces fuites ont même conduit à la mise hors service temporaire de la cuve n°2 de 1886, avec un débit estimé de près de 50 m³/h.

De nombreuses traces d'infiltrations d'eaux météoriques et des pénétrations racinaires ont été également mises en évidence sur les couvertures voûtées en briques des cuves de 1886.

2. Études préalables

2.1. Diagnostic

Les quatre cuves ont fait l'objet d'un diagnostic approfondi des ouvrages, comprenant un examen visuel détaillé et une auscultation de structure ciblée. La cuve R3 de 1947 a fait en plus l'objet d'un diagnostic géotechnique ponctuel lié au tassement important d'un des angles qui a nécessité un confortement de sol par injection et la mise en œuvre de boulons d'ancrage dans la maçonnerie destinés à bloquer les déformations.

2.2 Solutions techniques préconisées

Les travaux de réhabilitation qui ont été définis portent sur :

- les réparations structurales ;
- le traitement des fissures par injection ;
- la mise en œuvre d'une étanchéité complète à l'intérieur des cuves ;
- la mise en œuvre d'une étanchéité complète sur les couvertures ;
- le remplacement et la modification de certains équipements comme les moyens permanents d'accès ou les équipements hydrauliques.

3. Étanchéité des cuves

3.1. Justification du choix technique

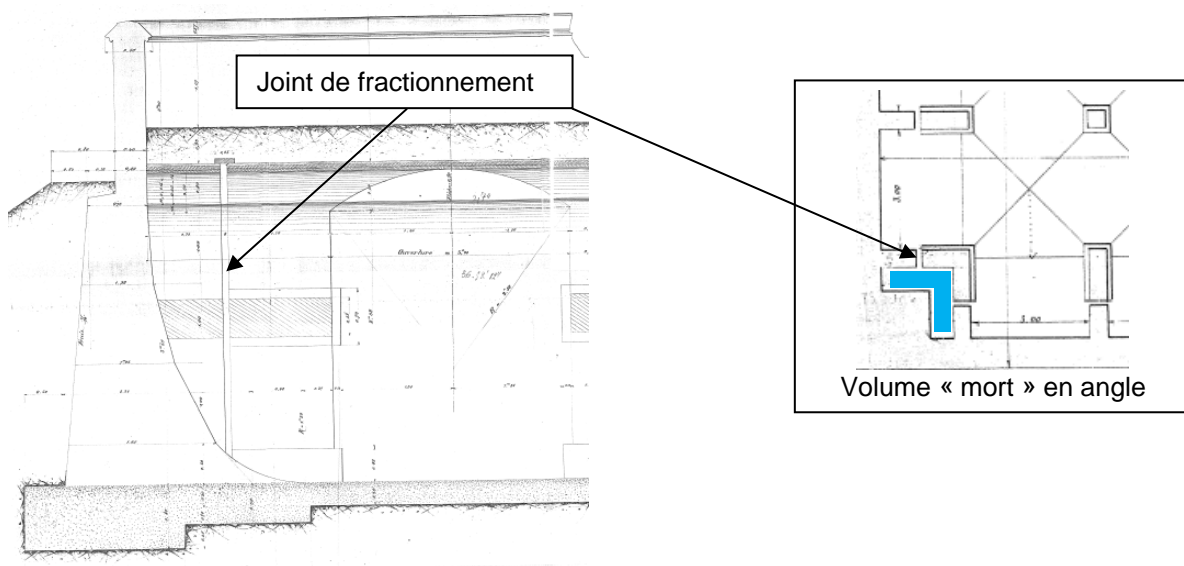
À l'époque, les différents systèmes de revêtement d'étanchéité disponibles sur le marché pour assurer l'étanchéité de cuves pour le stockage de l'eau destinée à la consommation humaine et disposant donc d'une attestation de conformité sanitaire (ACS), sont :

- les systèmes de liant de synthèse stratifiés (aujourd'hui CAD) ;
- les géomembranes ;
- les plaques ;

Les revêtements bi-composants projetés à chaud sont également en train d'émerger.

Le mode constructif des différentes cuves fait appel aux techniques de la maçonnerie. Cette donnée est essentielle car elle oriente les choix techniques.

Pour les cuves de 1886 en particulier, la conception de la cuve sous la forme d'une enceinte en mur poids et d'une couverture multi-voûtes en arc de cloître dissociée de ces murs poids génère un joint de fractionnement périphérique sur tous les piliers. Dans les angles, cela conduit à la création de volumes « morts » cachés par des piliers d'angle, comme le montre les extraits de plan ci-dessous. Ces zones inaccessibles génèrent un gros risque de sous-pressions.



Figures 3 et 4. Coupe et vue de dessus sur cuve de 1886 – Dispositif en angle

On note également de nombreux désaffleurements au niveau de ces joints et pour les quatre cuves, l'ensemble des supports en mortier hydraulique présentent une cohésion superficielle médiocre.



Figures 5 et 6. Cuve R2 de 1886 et cuve R3 de 1947

Face à cette situation et après étude des avantages et inconvénients des différents systèmes d'étanchéité, le choix technique de plaques en polyéthylène haute densité (PEHD) s'est imposé. C'est en effet le système qui offre les meilleures garanties de résultats au vu des différentes contraintes en présence.

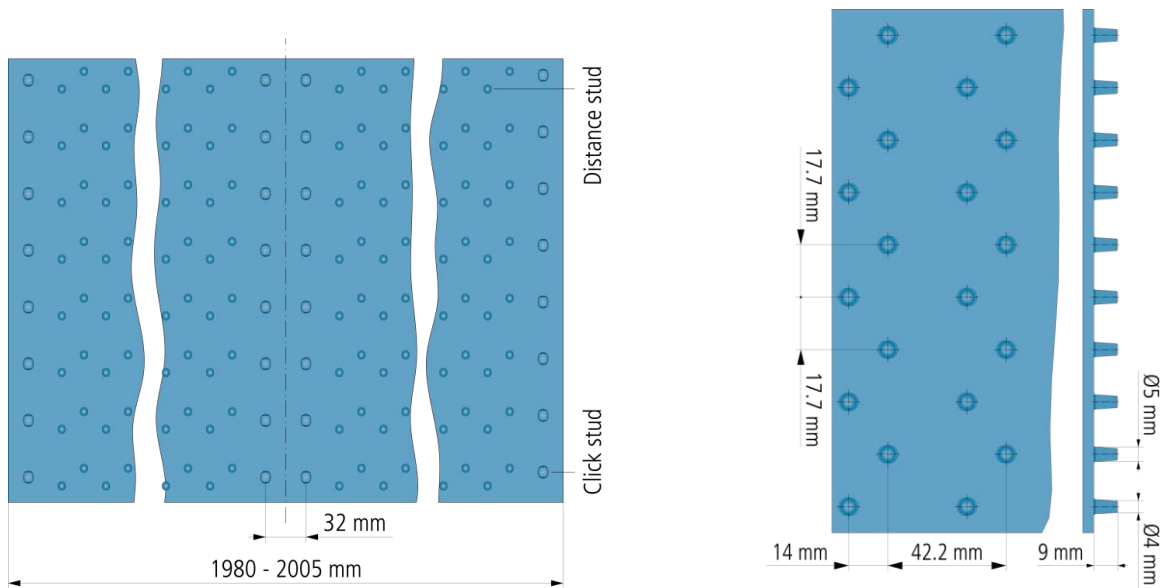
Pour des raisons économiques et d'homogénéisation, Altereo, maître d'œuvre, a proposé au niveau du projet que la totalité des quatre cuves soit traitée de la même manière.

3.2. Caractéristiques techniques du système

L'entreprise retenue a proposé le système Hydroclick commercialisé par AGRU Environnement France. Ce système est composé de plaques extrudées en PE80 bleu d'une épaisseur de 4 mm.

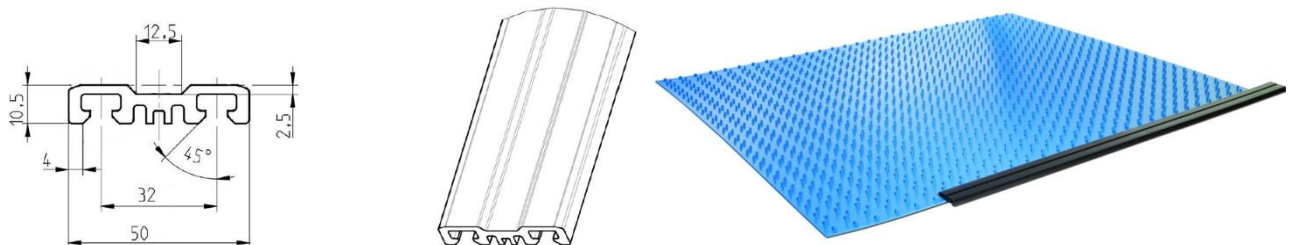
Les plaques sont fabriquées à l'aide d'une technologie d'extrusion utilisant une filière plate, raccordée à une lisseuse, dans un processus continu. La spécification de ce processus de production est que les picots d'écartement ainsi que les picots d'encliquetage avec la contre-dépouille nécessaire dans leur forme finale sont directement fabriqués lors de l'extrusion et non soudés ou formés ultérieurement.

Du côté lisse, un film de protection avec bord perforé est appliqué ; ce dernier empêche toute rayure et salissure durant la pose. Le grand nombre de picots d'écartement (env. 1400/m²) et leur forme spéciale d'une hauteur de 9 mm permet de garantir un espacement défini entre le béton et la plaque. Les picots d'encliquetage présentent une rangée à l'extérieur et deux rangées au centre des plaques.



Figures 7 et 8. Disposition des picots d'encliquetage et détail du bord

Les plaques sont découpées à la demande et clipsées en vis-à-vis sur des rails fixés mécaniquement aux ouvrages. Les plaques sont ensuite assemblées entre elles par des joints en PEHD extrudés.



Figures 9, 10 et 11. Morphologie des profilés et des plaques

La lame d'air continue d'environ 9 mm à l'interface avec le support présente un avantage indéniable dans le drainage des eaux d'infiltrations éventuelles qui parcourent la maçonnerie support. Cela réduit également fortement le risque de sous-press ce qui est fondamental dans le cas d'un revêtement

d'étanchéité indépendant (REI) et fixé mécaniquement comme celui-ci, dans un ouvrage totalement enterré.

Tableau 1. Caractéristiques physiques du produit

Caractéristiques	Normes	Valeurs	Unités
Tolérance de l'épaisseur	ISO 14632	±10	%
Masse volumique	ISO 1183	0,943	g/cm ³
Indice de fusion (MFR) 190°C - 5Kg	ISO 1133	0,4 – 3,0	g/10min
PROPRIETE MECANQUES			
Résistance à la traction au seuil d'écoulement	ISO 527	≥ 12	MPa
Allongement au seuil d'écoulement	ISO 527	≥ 8	%
Allongement à la rupture	ISO 527	> 400	%
Résistance à l'effritement	ISO 179	+23	°C
Résistance à l'effritement	ISO 179	-30	°C
Test de Rockwell (sureté de pénétration)	ISO 2039-1	36	MPa
Résistance à la flexion (3,5% appliqué)	EN ISO 178	18	MPa
Module d'élasticité	EN ISO 527	750	MPa
PROPRIETES THERMIQUES			
Point de ramollissement Vicat VSB/B/50	ISO 306	63	°C
Température maximale d'utilisation	-	30	°C
Température de fléchissement sous charge HDT/B	ISO 75	60	°C
Coefficient linéaire de dilatation thermique	DIN 53752	1,8	K ⁻¹ .10 ⁻⁴
Conductivité thermique à 20°C	DIN 52612	0,4	W/(m x K)
Inflammabilité	UL94 - DIN4102 - EN13501	94 HB B2	-
PROPRIETES ELECTRIQUES			
Résistance volumique spécifique	VDE0303	> 10 ¹⁶	OHM cm
Résistance surfacique spécifique	VDE0303	> 10 ¹³	OHM
Constante diélectrique relative à 1MHz	DIN53483	2,3	-
Rigidité diélectrique	VDE0303	70	kV/mm
AUTRES PROPRIETES			
Non toxique physiologiquement	EEC 90/128 BGW	Yes	-
Stabilité UV	-	1 an	-
Couleur	-	Bleu RAL5012	-
Catégorie MRS	-	MRS8	MPa
Temps d'oxydation induit (OIT)	EN728	> 20	min

3.3 Modalités de préparation et de mise en œuvre

Une fois le contrôle qualité interne effectué, les lés sont découpés en plaques ou par défaut enroulés sur une bobine et enveloppés avec un film de protection. L'ensemble du matériel de montage doit être transporté, stocké et monté avec précaution. Il convient en particulier de veiller à ce que la surface des plaques ne soit pas endommagée ou rayée.

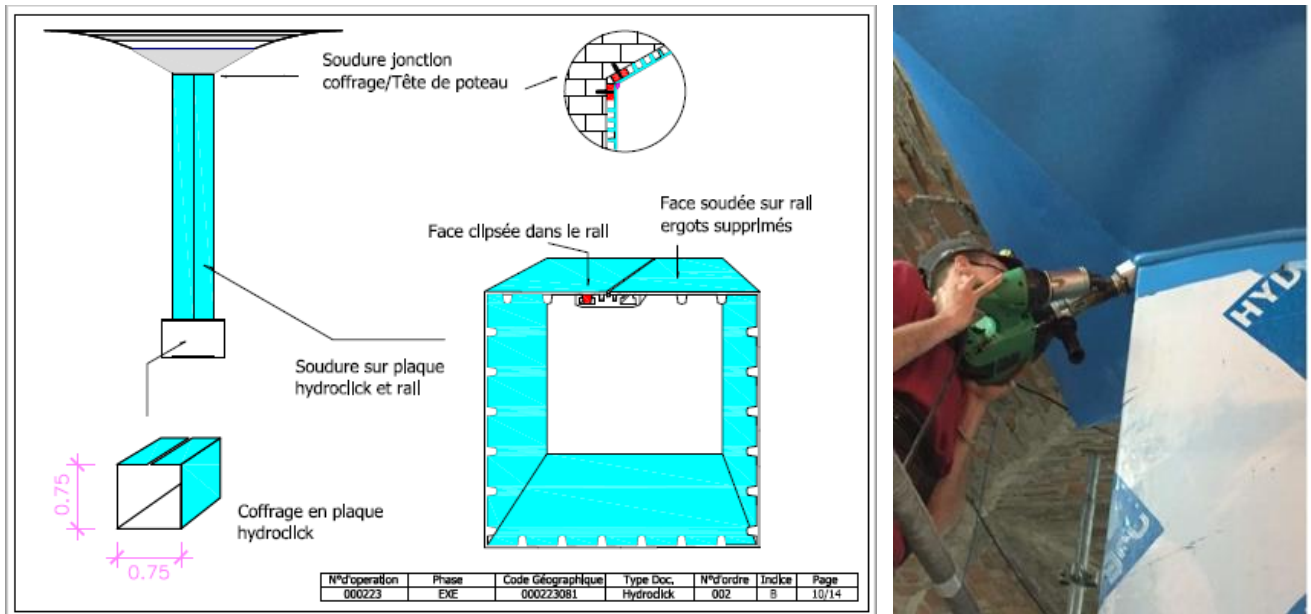


Figures 12, 13 et 14. Modalités de stockage, d'acheminement et de protection

Afin d'éviter toute absorption de chaleur ou de dilatation thermique, il convient en cas d'entreposage en extérieur, de mettre à l'abri les plaques et les rouleaux du rayonnement solaire direct. Cette précaution doit être prise en compte en particulier juste avant l'installation, sans quoi il est impossible d'atteindre la précision d'assemblage adéquate.

Avant de commencer le montage, une mise à la température ambiante des éléments découpés et préparés en extérieur, est primordiale et il convient de préparer et nettoyer soigneusement les supports.

La pose des plaques s'effectue sur le chantier, d'après un carnet de plans d'ensemble et de détails qui doit permettre de reconnaître la disposition des joints, l'emplacement de toutes les soudures. Une marque d'identification unique doit être attribuée à chaque soudure. Cette mesure permettra à l'installateur de documenter son dossier de récolement au moyen de rapports de soudage en lien avec le carnet de plans d'exécution.



Figures 15 et 16. Exemple de plan de détail et de soudure de sommier sur cuve de 1886

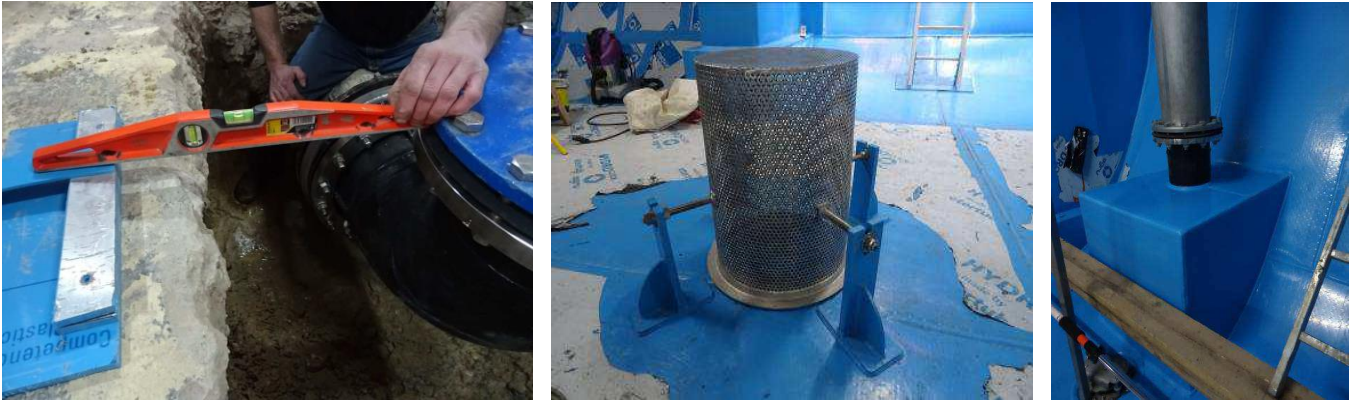
La formation des angles du réservoir et des piliers s'effectue de préférence par thermoformage. Cette technique de pose permet de compenser au mieux les tolérances de cote en matière d'angles et de dimensions.



Figures 17,18 et 19 – Illustrations des problématiques d'angles

Le traitement des points singuliers comme les traversées de parois par les canalisations, la fixation des moyens d'accès permanents, les formes de toboggan sur la base des murs poids périphériques ou les semelles et les sommiers des piliers ou encore les naissances des voûtes par rapport au niveau du trop-plein pour le R2, les embases de piliers sur le R3, ont été définies en concertation avec l'entreprise,

le fournisseur et la maîtrise d'œuvre, avec un niveau d'exigences très élevé, notamment en termes de détails, afin d'assurer le résultat. Malgré la très grande adaptabilité du système, des modifications ont été nécessaires sur les équipements existant afin de les rendre « revêtement compatibles ».



Figures 20, 21 et 22. Exemples de traitement de points singuliers (équipements hydrauliques)



Figures 23, 24 et 25. Exemples de traitement de points singuliers (moyens d'accès)

3.4 Contrôles de la réalisation

Les principaux contrôles prescrits par le maître d'œuvre portent sur :

- le contrôle des fournitures ;
- le respect du plan de calepinage ;
- la détermination de la résistance à l'arrachement des fixations des profilés ;
- le contrôle permanent des conditions d'ambiance ;
- le contrôle visuel de la totalité des parties courantes ;
- le contrôle visuel et au balai haute tension de la totalité du linéaire de joints ;
- l'essai d'étanchéité avec contrôle du débit à l'exutoire des eaux de drainage.

4 Étanchéité des couvertures

4.1 Justification du choix technique

Des sondages manuels révèlent que la couverture des réservoirs de 1886 dans l'emprise du mur maçonné est constituée d'une simple chape de ciment plus ou moins horizontale, recouverte par un remblai de plus de 0,40 m d'épaisseur renfermant quelques éléments grossiers.

Pour ce qui concerne les deux cuves de 1947, les sondages manuels révèlent que le remblai a directement été réalisé sur les voûtes, une chape en ciment recouvrant chaque extradoss. L'épaisseur du remblai est donc relativement importante en pieds de voûtes et plus faible en clé.



Figure 26 . Emprises couvertures – Sondages dans les remblais des cuves 1886 et 1947

Pour des questions de sollicitations sur les voûtes, le terrassement ne peut être entrepris qu'avec des moyens limités et dans tous les cas similaires à ceux utilisés pour l'entretien des espaces verts sur les emprises.

Le choix technique du maître d'œuvre se porte donc sur un système d'étanchéité de type « parapluie » avec une géomembrane, spécifiquement prévue pour les ouvrages enterrés. Cette solution semble également la plus économique. Au préalable, un reprofilage du remblai et un aménagement de plusieurs exutoires au-delà des murs d'enceinte est nécessaire.

Sur la base des prescriptions du maître d'œuvre, l'entreprise propose un système certifié ASQUAL composé d'un géotextile de protection non tissé aiguilleté en fibres de polypropylène, d'une membrane de bitume élastomère SBS puis d'un second géotextile de protection identique au premier. Les relevés sur les murs d'enceinte sont traités par des feuilles préfabriquées en bitume élastomère telles que prévues dans l'avis technique de la géomembrane.

4.2 Modalités de préparation et de mise en œuvre

La terre végétale est déblayée et mise en stockage avant réemploi. Le remblai est ensuite reprofilé. La figure 27 précise par exemple le profil de terrassement retenu pour les réservoirs de 1886.

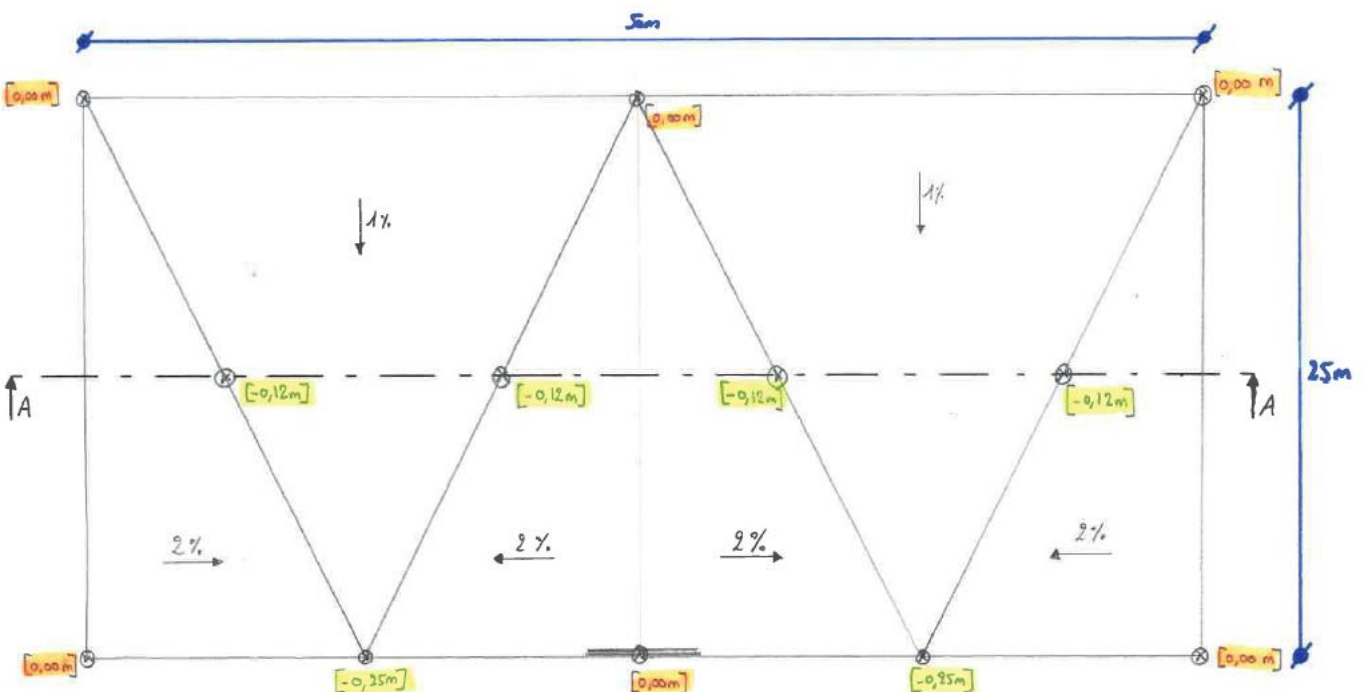


Figure 27. Plan de terrassements sur cuves R1 et R2 de 1886

Les lignes principales d'écoulement d'eau sont terrassees sous forme de fossés et reçoivent des drains reliés aux exutoires à l'extérieur des murs d'enceinte.



Figures 28 et 29. Terrassements emprises R1 et R2 – Profilage pour l'évacuation des eaux pluviales

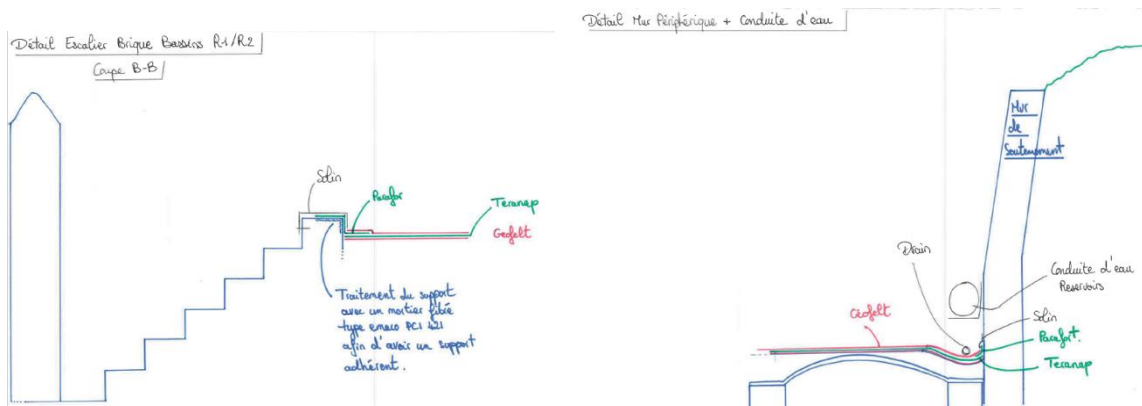
Les géotextile et géomembrane, livrés en rouleaux et suspendus par des élingues, sont mis en œuvre à l'aide d'une grue PL télescopique positionnée à l'extérieur des enceintes comme le montre la figure suivante :



Figure 30. Vue d'ensemble mise en œuvre étanchéité sur cuves R1 et R2

Les points singuliers sont nombreux et font chacun l'objet de plans de détail d'exécution. Ils concernent :

- les relevés sur les murs d'enceinte ;
- les relevés sur les édicules ou les lanterneaux ;
- les relevés sur les cheminées d'aération ;
- les raccordements sur les seuils des portails ou des escaliers d'accès ;
- les raccordements sur les exutoires d'eaux pluviales ...



Figures 31 et 32. Exemples de détails de raccordement
Raccordement sur escalier accès enceinte R1 et R2 – Raccordement sur mur d'enceinte R4

À l'intérieur des enceintes des réservoirs R1/R2 d'une part et R3/R4 d'autre part, sur le linéaire total des murs et sur une hauteur d'environ 40 cm au-dessus du TN après reprofilage, l'enduit existant est

retiré. Un nouvel enduit épais est rapporté et lissé pour permettre le collage en plein des relevés avec la maximum d'efficacité.



Figures 33, 34 et 35. Traitement des points singuliers

Afin d'éviter la détérioration des relevés par les coupes bordures lors de l'entretien des espaces verts, des feuilles en zinc découpées à la demande sont disposées verticalement contre les relevés apparents, calées par le remblai en partie basse et glissées sous la bande solin en partie haute.

4.3 Contrôles entrepris sur le DEG

Les principaux contrôles prescrits par le maître d'œuvre portent sur :

- le contrôle des fournitures ;
- le respect du plan de calepinage ;
- le contrôle visuel de la totalité des parties courantes et des relevés ;
- les contrôles à la pointe sèche de la totalité des soudures.

5 Conclusion

La réhabilitation des réservoirs de Lavazière à Albi a offert l'occasion de mettre en valeur les solutions géosynthétiques dans la problématique d'étanchéité, qu'il s'agisse de stockage d'eau destinée à la consommation humaine ou de protection contre les infiltrations et les sources de pollution extérieures.

Malgré les nombreuses difficultés, liées à la morphologie très particulière des ouvrages et aux différents points singuliers, le système en plaques PE80 avec ACS a donné entière satisfaction. Il facilite aujourd'hui de manière très significative le travail de l'exploitant lors du nettoyage annuel. Il apporte également des garanties bien supérieures en termes de qualité d'eau par rapport à la situation précédente (absence de volumes morts dans R2). Le développement de cette solution technique à l'avenir est cependant conditionné à l'amélioration des modes opératoires permettant de la rendre plus attractif au plan économique.

L'étanchéité parapluie réalisée dans les enceintes murées a quant à elle permis de supprimer totalement le risque d'infiltrations au niveau des couvertures en minimisant les coûts de terrassements.

La réflexion importante engagée par le maître d'œuvre, les fournisseurs et les entreprises applicatrices dans le traitement de nombreux et très divers points singuliers permet d'envisager une durabilité très satisfaisante pour cette réhabilitation d'ampleur.

6 Références bibliographiques

- AFTES (mai/juin 2000) Recommandation GT9R10F1 - *Étanchéité et drainage des ouvrages souterrains*
AFTES (avril/mai 2004) Recommandation GT9R15F1 - *Dimensionnement des écrans de protections des DEG*
AFTES (sept/oct 2009) Recommandation GT9R17F1 - *Dimensionnement de la protection supérieure des dispositifs d'étanchéité synthétiques*
Cahier des Clauses Techniques Générales (mai 2018) Fascicule 67 titre III – *Étanchéité des ouvrages souterrains*
Cahier des Clauses Techniques Générales (octobre 2021) Fascicule 74 – *Construction des réservoirs en béton et réhabilitation des réservoirs en béton ou en maçonnerie.*

RECHERCHE DE FUITES ET CALCUL D'UN DÉBIT DE FUITE À TRAVERS UNE GÉOMEMBRANE POUR DES BASSINS DE STOCKAGE D'EFFLUENTS

SEARCH FOR LEAKS AND CALCULATION OF A LEAK FLOW THROUGH A GEOMEMBRANE FOR EFFLUENT STORAGE BASINS

Jean-Frédéric OUVRY¹, Jean-Baptiste DUQUET², Jérôme MUESSER³.

1 ANTEA Group, Olivet, France

2 ANTEA Group, Aubagne, France

3 IDUNA Environnement, Rueil-Malmaison, France

RÉSUMÉ – Les bassins sont étanchés avec un dispositif d'étanchéité drainage, composé de deux géomembranes PEHD séparées par un géocomposite de drainage.

Lors de la mise en service des bassins à l'été 2017, des fuites d'effluent ont été constatées dans le système de drainage. Il a alors été procédé à une recherche de fuites par les méthodes géophysiques dites du « balai électrique » et du « dipôle électrique mobile ». Les résultats obtenus lors des opérations de détection de fuite sur les bassins sont présentés dans l'article. En parallèle, il a été étudié le débit de fuite admissible d'un tel système d'étanchéité à double géomembrane. L'article conclut avec des débits de fuite admissibles qui peuvent être intégrés dans les clauses de réception de tels ouvrages.

Mots-clés : Géomembrane, Fuites, Géophysique, Clause de réception des ouvrages

ABSTRACT – The ponds are sealed with a drainage waterproofing device, composed of two HDPE geomembranes separated by a drainage geocomposite.

When the ponds were commissioned in summer 2017, effluent leaks were observed in the drainage system. A search for leaks was then carried out by geophysical methods called "electric brush" and "mobile electric dipole". The results obtained during leak detection operations on the basins are presented in the article. At the same time, the permissible leakage rate of such a double geomembrane waterproofing system was studied. The article concludes with admissible leakage rates which can be incorporated into the acceptance clauses of such works.

Keywords: Geomembrane, Leaks, Geophysics, Works acceptance clause

1. Introduction

Lors d'un projet international d'un constructeur du BTP, de conception réalisation de bassins de retentions de liquide, celui-ci s'est trouvé confronté lors des opérations de réception à la définition du débit de fuite admissible pour ce type d'ouvrage. Il ne figurait aucune valeur dans le contrat de travaux permettant aux parties (maitre d'ouvrage – entreprise) de procéder sereinement aux opérations préalables à la réception qui consistaient à remplir le bassin et à constater le débit de fuite dans les ouvrages prévus à cet effet.

Unités

Les unités suivantes sont utilisées pour le taux de fuite :

- 1 m³ / s = 1000 litres par seconde = 60 000 litres par minute

Les unités suivantes sont utilisées pour le taux de fuite par unité de surface :

- 1 litre par hectare et par jour (l/h/j) = 1,157.10⁻¹² m / s = 1,157.10⁻¹⁰ cm / s.

2. Contexte

2.1. Géométrie et volume des bassins

Les dimensions de chaque bassin sont :

- Hauteur de talus (m) : 23,8 (niveau supérieur) - 14,2 (niveau inférieur) : 9,6 m avec pente d'inclinaison 1V : 2H
- Dimensions du fond pour chaque bassin : 70 x 190 m
- Niveau maximum de liquide (8,1 m)

La surface de la géomembrane en contact avec le liquide est : 14 463 m².

Le volume de stockage liquide est de 152 000 m³.

2.2. Étanchéité des bassins

Chacun des trois bassins est étanché avec deux géomembranes HDPE de 1,5 mm, constituant une étanchéité primaire et une étanchéité secondaire.

Entre les deux étanchéités, un géocomposite de drainage de 5 mm agit comme un milieu libre capable de collecter toute fuite dans un système de détection / collecte de fuite.



Figure 1. Géocomposite de drainage Agru

2.3 Débit de fuite observé

Lors de la mise en eau des bassins des débits de fuite supérieurs à 366 l/min (pour l'ensemble des trois bassins d'une surface mouillée d'environ 5 hectares (débit de fuite de 105 408 l / jour / hectare).

Ce débit observé a amené le maître d'ouvrage à refuser la réception de l'étanchéité du bassin sur l'argumentaire que l'étanchéité par géomembrane devait être parfaite et totale.

3. Mesures de réparations et élaboration d'une procédure de réception.

3.1. Recherche de fuites

3.1.1. Méthodologie

La recherche de fuite a été réalisée par deux méthodes complémentaires :

- méthode du balai-flaque, pour les zones sèches du fond, et les talus
- méthode du dipôle mobile, pour les zones sous eau du fond

Ces deux méthodes utilisent l'électricité pour détecter les fuites : un courant électrique est généré entre les deux faces de la géomembrane par une alimentation 12 V DC. Une cathode est implantée sous la géomembrane PEHD isolante, et une anode est soit implantée dans les flaques recouvrant le fond du bassin (méthode du dipôle Figure 2), soit connectée au balai électrique (méthode du balai-flaque, Figure 3 et Figure 4).

Avec la méthode du dipôle mobile, l'alimentation en eau est assurée par la flaque présente sur la géomembrane. Avec la méthode du balai-flaque, le balai est relié à un jet d'eau alimenté en continu. L'opérateur marche en poussant le balai devant lui ; le jet d'eau associé crée une flaque devant le balai. L'opérateur procède donc en même temps à un contrôle visuel direct de l'intégralité de la surface fraîchement nettoyée et peut détecter visuellement et marquer des défauts même non fuyards (poinçons, griffures...).

En l'absence de fuite, le circuit électrique est ouvert, et aucun signal électrique n'est détecté. En présence d'une fuite, l'eau qui s'écoule par le trou ferme le circuit électrique, et le courant est détecté par l'opérateur – les potentiels augmentent en s'approchant du trou où se concentrent les lignes de courant. Les résultats immédiatement visibles sont marqués directement sur la géomembrane nue.

En raison de la conception en double membrane du dispositif d'étanchéité de ces bassins, la cathode a été implantée dans l'espace intermembranaire vers le point bas du site : l'eau présente dans cet intervalle et la température élevée permettent de garantir une humidité de condensation suffisante sur l'ensemble de la superficie du bassin, y compris sur les talus.



Figure 2. Contrôle au dipôle électrique mobile dans les zones sous eau



Figure 3. Contrôle au balai électrique - flaque sur les zones sèches du fond



Figure 4. Contrôle au balai électrique - flaque sur les talus

3.1.2 Résultats

Le contrôle réalisé au dipôle mobile et au balai-flaque a permis de détecter près de cinq à six fuites sur le fond et les talus des deux bassins contrôlés, soit 1 fuite par 2500 à 3000 m² ou 3,5 à 4 fuites par hectare.

La majorité des fuites avérées (5 sur 6) a été détectée sur des soudures ou des extrusions, pour des dimensions de 0,2 cm à 5 cm (Figure 6). Quelques-unes ont été détectées au centre de lés (Figure 5), parfois associées à des poinçonnements par-dessus (chutes d'outils) ou par-dessous (cailloux), plus petites, avec des dimensions de l'ordre de 0,1 à 0,2 cm, que sur les soudures.

Ces fuites n'avaient pas été détectées lors des contrôles visuels et à la cloche à vide (Figure 7).

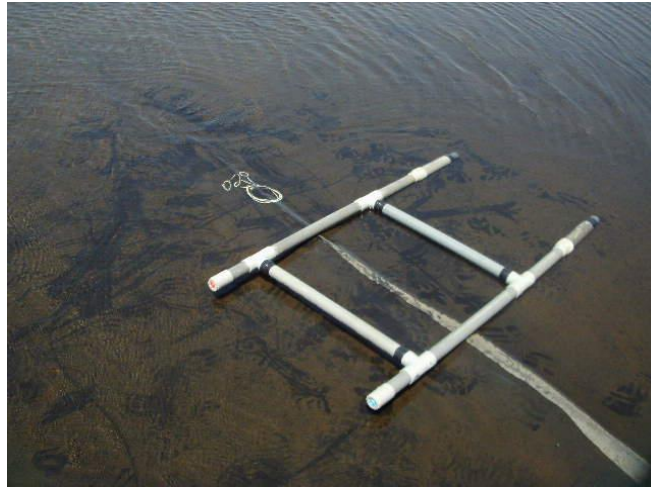


Figure 5. Contrôle au dipôle, fuite de 0.2 cm au milieu d'un lé, non détectée lors des contrôles visuels (masquée sous boue fine)



Figure 6. Contrôle au balai/feuille, fuite franche de 5 cm sur pièce extrudée, non détectée lors des contrôles visuels et à la cloche à vide

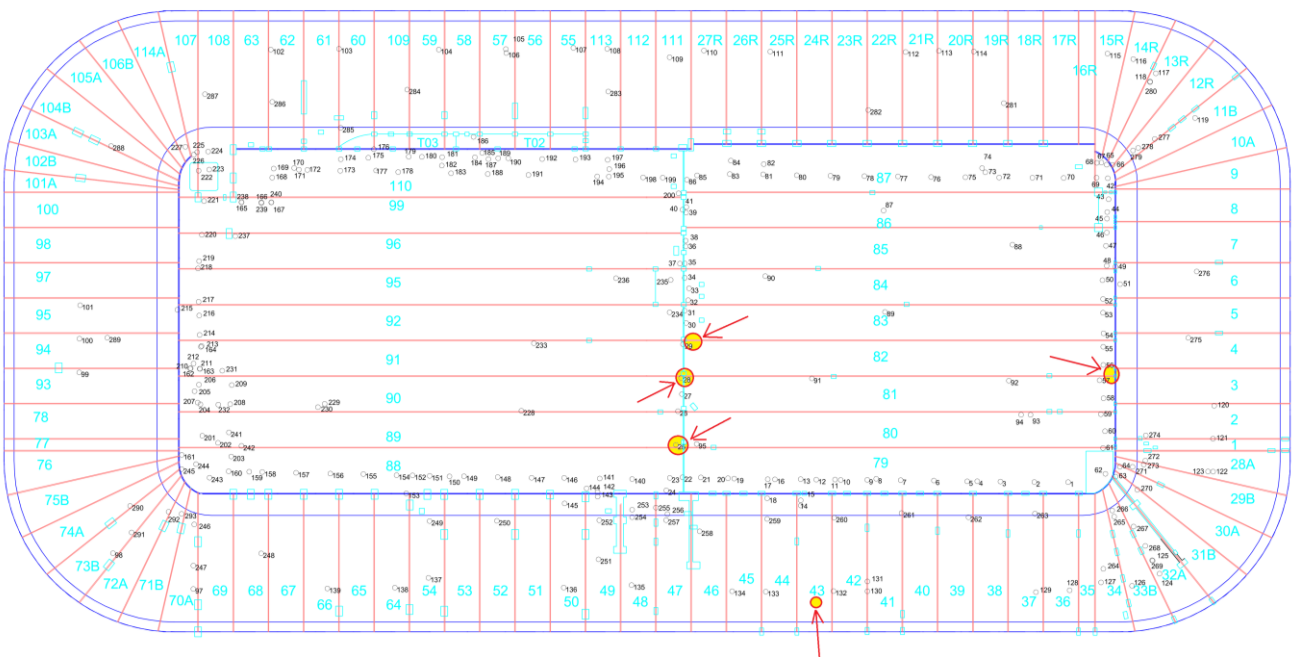


Figure 7. Localisation des fuites détectées au balai-flaque sur l'un des bassins

3.2. Le concept de double géomembrane

J.P. Giroud écrit :

« Dans la terminologie de l'ingénierie géosynthétique, une double étanchéité se compose de deux géomembranes séparées par une couche de drainage (Figure 2). La géomembrane supérieure est appelée « étanchéité primaire » et la géomembrane inférieure est appelée « étanchéité secondaire ». Le

but de la couche de drainage est de collecter, transporter, détecter et éliminer les fuites qui peuvent se produire à travers l'étanchéité primaire ».

« Un autre aspect du concept de double étanchéité est que les fuites à travers la géomembrane primaire peuvent être détectées à la sortie de la couche de détection des fuites... ».

« La capacité d'écoulement de la couche de collecte et de détection des fuites est essentielle. Cette couche doit avoir une pente appropriée et le matériau de cette couche doit avoir une conductivité hydraulique élevée pour véhiculer rapidement l'écoulement avec une charge hydraulique la plus faible possible. En effet, un débit rapide assure une détection rapide des fuites et une faible charge hydraulique est nécessaire pour assurer un faible taux de fuite à travers l'étanchéité secondaire, c'est-à-dire un faible taux de fuite dans le sol. La couche de collecte et de détection des fuites doit être conçue avec un facteur de sécurité élevé, par exemple avec une capacité d'écoulement au moins dix fois supérieure au taux de fuite attendu à travers le revêtement primaire, pour garantir qu'il n'y aura pas d'accumulation de pression dans la collecte des fuites et une couche de détection à moins qu'il n'y ait une défaillance catastrophique du revêtement primaire. Dans ce cas, un avertissement sera fourni par le taux de fuite détecté anormalement élevé, l'installation de confinement à double paroi devrait alors être mise hors service et le revêtement devrait être réparé ».

« Les matériaux de couche de détection de fuite adéquats sont des couches de gravier et de drainage géosynthétique à faible compressibilité, telles que des géonets et des géocomposites de drainage avec un noyau de géonet. Le sable n'est pas adéquat car il n'est pas suffisamment perméable pour assurer un écoulement rapide et il retient l'eau par capillarité ».

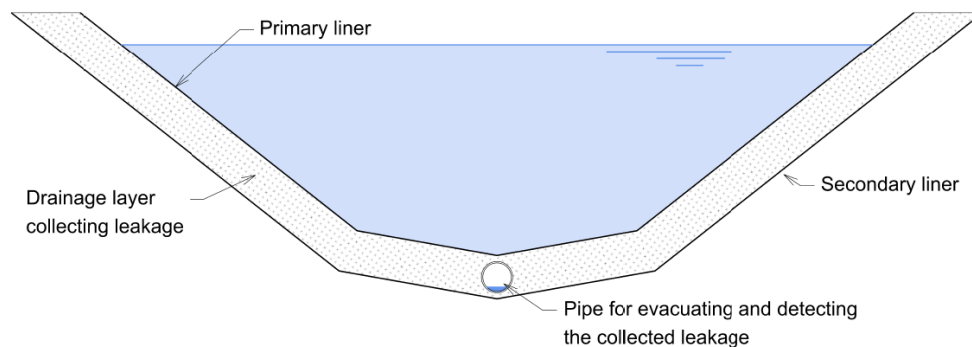


Figure 8

3.3. Considérations sur un débit de fuite admissible

Toutes les étanchéités de bassin par géomembranes ont un taux de fuite (voir Giroud et Bonaparte (1989a) et J.P. Giroud, *Leakage control using geomembrane liners, et general recommendations for seal operations with geomembranes, 2017 edition, Comité Français des Géosynthétiques*).

« Cela ne doit pas être interprété comme signifiant qu'il n'y a aucun moyen de stocker des liquides en toute sécurité. En fait, reconnaître que toutes les géomembranes peuvent fuir est la première étape vers la conception sûre des systèmes de confinement de liquides. La conception d'une structure de confinement ne peut être sûre si la possibilité de fuite n'est pas reconnue lors de la première étape de conception. »

3.3.1. Taux de fuite constatés sur des ouvrages étanchés par géomembranes

M. Koerner et Jamie R. Koerner (2009) ont fourni des valeurs des taux de fuite admissibles dans les réservoirs et les bassins (Tableau 1).

À partir de ce tableau, nous pouvons retenir les taux de fuite suivants pour les bassins d'environ 767L / jour / hectare) (0,077 L / jour / m²) après comparaison avec les rétentions pour liquides dangereux. Le taux maximum de fuite est de 10 429,57 L / jour / hectare).

3.3.2. Calculs prédictifs de fuite sur des ouvrages étanchés par géomembranes

De nombreux auteurs ont produit des équations empiriques pour prédire les taux de fuite à travers les étanchéités par géomembrane.

Le taux de fuite à travers une géomembrane dû à la perméabilité de la géomembrane est négligeable par rapport au taux de fuite à travers des défauts de la géomembrane (Giroud et Bonaparte, 1989). Par conséquent, seules les fuites à travers des défauts seront considérées.

Tableau 1. Taux de fuite admissibles dans les réservoirs et les bassins

STATE AGENCY	TYPE OF IMPOUNDMENT	LEAKAGE IN REGULATIONS	LEAKAGE IN GAL/ACRE-DAY
Alaska DEC - Division of Water	metal laden seepage water pond	$7.7X 10^{-6}$ gal/min/ft ²	480 gal/acre-day
	wastewater treatment lagoon	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Arizona DEQ - Groundwater	general aquifer	≤ 550 gal/acre-day	550 gal/acre-day
Arkansas DEQ -GL/UM River Board*	wastewater storage ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
California Lagoon and Pond Require.	lagoons and retention ponds	do not specify leakage rate	n/a
Colorado Water Quality Control	sewage ponds	$\leq 10^{-6}$ cm/sec or permit is required	125 gal/acre-day
Delaware EPA- Water Pollution	reservoirs and ponds	do not specify leakage rate	n/a
Florida - GL/UM River Board*	storage ponds	lined to prevent measurable seepage	500 gal/acre-day
Georgia DNR - Engineering	preapplication treatment ponds	1/8 inch per day	3400 gal/acre-day
Great Lakes/Upper Mississippi River Board	wastewater storage ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Idaho Water Allocation Bureau	reservoirs and ponds	do not specify leakage rate	n/a
Illinois NRCS	waste storage ponds	$\leq 1X10^{-7}$ cm per sec	13 gal/acre-day
Indiana DNR - Division of Water	wastewater storage ponds	≤ 550 gal/acre-day	550 gal/acre-day
Iowa DNR - Wastewater	municipal and industrial lagoons	1/16 inch per day at a water depth of 6 ft.	1700 gal/acre-day
Kansas DHE - Bureau of Water	wastewater lagoons	1/64" per day	425 gal/acre-day
Kentucky DEP - Division of Water	wastewater treatment lagoon	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Maine EPA - Watershed Mgmt.	reservoirs and ponds	do not specify leakage rate	n/a
Maryland Code 378 Pond Standards	reservoirs and ponds	do not specify leakage rate	n/a
Michigan - GL/UM River Board*	wastewater storage ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Minnesota - GL/UM River Board*	wastewater storage ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Mississippi DEQ - Water	wastewater treatment ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Missouri - GL/UM River Board*	wastewater storage ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Nebraska DEQ	municipal and industrial lagoons	1/8" per day	3400 gal/acre-day
	livestock waste control	new facility = 0.13 inches/day	3400 gal/acre-day
	livestock waste control	prior to 2000 = 0.25 inches/day	6800 gal/acre/day
New Hampshire DES - Wastewater	wastewater lagoons	no numerical requirement	n/a
New York - GL/UM River Board*	wastewater storage ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
North Carolina DNR	basins, lagoons, ponds, trenches	$\leq 1X 10^{-6}$ cm per second	125 gal/acre-day
	earthen impoundments	$\leq 1X 10^{-7}$ cm per second	13 gal/acre-day
Ohio - GL/UM River Board *	wastewater storage ponds	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Oklahoma DEQ - Water Quality	retention lagoons	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Oregon DEQ - Water Quality	existing lagoons	1/8" per day (No leakage allowed in new)	3400 gal/acre-day
Pennsylvania DEP	wastewater storage ponds	≤ 550 gal/acre-day	550 gal/acre-day
South Carolina DHEC	basins holding wastewater	$\leq 10^{-6}$ cm/sec	125 gal/acre-day
South Dakota NR - Engineering	in-situ leach mines	shall not exceed 1/16 inch per day	1700 gal/acre-day
	reservoirs and ponds	case by case basis	case by case basis
Tennessee DEC- Water Supply	reservoirs and ponds	do not specify leakage rate	n/a
Texas TWDB	reservoirs and ponds	do not specify leakage rate	n/a
Utah EPA - Ground Water Protection	leak collection system	200 gal/acre-day	200 gal/acre-day
United States EPA	surface impoundments	≤ 32 gal/acre-day	32 gal/acre-day
Vermont DNR	wastewater ponds/lagoon	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
Virginia DEQ - Wastewater	storage lagoons	no referenced standard for lined lagoons	n/a
Wisconsin DNR - Wastewater	sludge storage/ treatment lagoons	≤ 500 gal/acre-day	500 gal/acre-day
	wastewater lagoons	≤ 1000 gal/acre-day	1000 gal/acre-day

*GL/UM = Great Lakes - Upper Mississippi River Board of State and Provincial Public Health and Environmental Managers

Dans le cas d'une étanchéité par géomembrane reposant sur un milieu perméable, tel qu'un sol perméable ou une couche de détection de fuite, le taux de fuite peut être calculé à l'aide de l'équation de Bernoulli (2) comme le suggère Giroud :

$$q = 8.64 \times 10^{-7} NQ \quad (1)$$

$$Q = 0,6a \sqrt{2gh} \quad (2)$$

où $Q(m^3 / s)$ = vitesse de fuite, $a (m^2)$ = surface du trou, $g (9,81 m / s^2)$ = accélération due à la gravité et $h(m)$ = charge hydraulique, q = débit de fuite (l/hectare/jour) , N nombre de trous à l'hectare

En combinant les équations (1) et (2) on obtient

$$q = 230 a N \sqrt{h} \quad (3)$$

3.3.3. Considérations sur le nombre de trous ou de défauts à prendre en compte et sur leur dimensions
En 2016, J.P. Giroud a écrit dans une revue bibliographique :

« Le nombre de trous à la fin de l'installation de la géomembrane avec assurance qualité de la construction est généralement estimé à 1 à 5 trous par hectare (Giroud et Touze-Foltz) (2003)

Plus récemment... Cet examen a fourni 5,4 trous / ha pour les géomembranes HDPE installées aux États-Unis avec une assurance qualité de construction typique. »

En conclusion, un nombre de trous ou de défauts de 5 ou 6 par hectare peut être considéré comme typique à la fin de la pose de géomembrane avec un plan d'assurance qualité de pose.

Les tailles typiques des trous dans les géomembranes sont résumées ci-dessous (J.P. Giroud) :

- Les trous inférieurs à 1 mm² ne peuvent pas être détectés par les méthodes de localisation des fuites électriques avec la technologie actuelle.
- Les dimensions minimales des trous qui peuvent être détectées par les méthodes de localisation des fuites électriques sont de l'ordre de 1 mm² sous la faible profondeur d'eau nécessaire pour réaliser le relevé de localisation des fuites électriques dans des conditions optimales ;

Dans le cas de nos trois bassins nous avons retenus :

- Un nombre de 6 défauts par hectare
- Une surface de défauts de 0,031 cm²

3.3.4 Calcul d'un débit admissible pour ce chantier (pour une charge hydraulique h de 3 m)
Le tableau suivant donne les débits de fuite pour des défauts de surface de 1mm² à 3mm²

Tableau 2. Calcul des débits de fuites

Diamètre du défaut : d	Surface du défaut : a	Débit de fuite : Q
mm	cm ²	l/hectare/jour
1	0,008	1 874
1,5	0,018	4 217
2	0,031	7 497

Nous avons proposé pour la réception de l'étanchéité primaire que la valeur maximale de débit de fuite sous 3 m de charge soit inférieure à 7497 L / hectare /jour durant une durée de 7 jours consécutifs.

4. Conclusions

Les projets de bassins de retentions avec une étanchéité par géomembrane PEHD en conception réalisation doivent impérativement prévoir des procédures et des critères de réception lors de la contractualisation des marchés.

Parmi les procédures de réception, il nous semble nécessaire de prévoir un contrôle électrique sur la membrane primaire, puis sur la membrane secondaire, afin de diminuer la probabilité de laisser des défauts sur les étanchéités par géomembranes PEHD.

Lors des opérations préalables à la réception, dans le cas d'un bassin avec une double étanchéité, ou un débit de fuite peut être mesuré, il est nécessaire d'intégrer un débit de fuite admissible et une durée d'observation en dessous duquel la réception peut être prononcé.

Le débit de fuite admissible peut être déterminé selon la méthode proposée par JP GIROUD.

5. Références bibliographiques

- Comité Français des Géosynthétiques (2017). General recommendations for sealing operations with geomembranes.
- Giroud J.P. (2016). Leakage control using geomembrane liners, *Soils and Rocks*, São Paulo.
- Giroud J.P., Bonaparte R. (1989). Leakage through liners constructed with geomembrane Part I. Geomembrane liners and Part II. Composite liners, *Geotextiles and Geomembranes* 8.
- Giroud J.P., Khire M.V., King T.D., Sanglerat T.R., Hadj-Hamou T. (1997). Rate of liquid migration through defects in a geomembrane placed on a semi-permeable medium, *Geosynthetics International* 4 (3-4).
- Koerner M. R. (2012). Designing with geosynthetics, 6th Edition.
- Koerner M. R. and Koerner R. J. (2009). Survey of U.S. State Regulations on allowable leakage rates in liquid impoundments and wastewater ponds.
- Touze-Foltz N., Giroud J.P. (2003). Empirical equations for calculating the rate of liquid flow through composite liners due to geomembrane defects, *Geosynthetics International*, 10, No. 6, 215–233.

RECHERCHE DE FUITES SUR UN BASSIN D'AGRÉMENT ÉTANCHÉ AVEC UNE GÉOMEMBRANE EPDM

SEARCH FOR LEAKS ON A POND WATERPROOF WITH AN EPDM GEOMEMBRANE

Jean-Frédéric OUVRY¹, Yves GERARD², Jérôme MUESSER³.

1 ANTEA Group, Olivet, France

2 YGD Conseil, St Etienne De Montluc, France

3 IDUNA Environnement, Rueil-Malmaison, France

RÉSUMÉ – Après réalisation et mise en eau d'un bassin d'agrément d'une surface du plan d'eau d'environ 9 500 m², il a été constaté un débit de fuite de 72 m³ par jour. L'étanchéité est constituée par une géomembrane EPDM. Compte tenu du caractère conducteur de la géomembrane, il a alors été procédé à une recherche de fuites par une méthode géophysique acoustique. Les résultats obtenus lors des opérations de détection de fuite sont présentés et discutés dans l'article. Il a ensuite été procédé à une recherche visuelle directe des désordres. Il a été étudié le débit de fuite admissible et une analyse des causes des désordres en relation avec l'organisation du chantier.

Mots-clés : Géomembrane EPDM, géophysique acoustique, contrôle.

ABSTRACT – After completion and filling of an amenity basin with a surface area of approximately 9,500 m², the owner observed a leakage rate of 72 m³ per day. The waterproofing is constituted by an EPDM geomembrane. Given the conductive nature of the geomembrane, a search for leaks was then carried out using an acoustic geophysical method. The results obtained during leak detection operations are presented and discussed in the article. A direct visual search for the disorders was then carried out. At the same time, the allowable leakage rate of such a sealing system was studied and an analysis of the causes of the disorders in relation to the organization of the site.

Keywords: EPDM geomembrane, acoustic geophysics, control.

1. Introduction

Une entreprise de terrassement a réalisé un plan d'eau. Ce bassin a une double vocation d'agrément et de réserve pour irrigation. Ce bassin est étanché par une géomembrane PEHD. Après mise en service, un débit de fuite anormalement élevé a été constaté.

2. Contexte

L'entreprise de terrassement a réalisé un plan d'eau comprenant les travaux suivants :

- la mise en forme du bassin,
- le drainage du fond du bassin,
- l'étanchéité du bassin avec en sous-traitance une entreprise de pose d'étanchéité,
- les canalisations d'alimentation en eau du bassin,
- l'ouvrage de vidange et de trop-plein du bassin,
- les tranchées pour alimentation électrique de l'éclairage.

Le bassin est étanché avec une géomembrane EPDM de 1.5 mm d'épaisseur certifiée ASQUAL. Lors de sa mise en service, le Maître d'ouvrage a constaté un débit de fuite (récupéré dans un dispositif de drainage sous-jacent) de l'ordre de 100 m³/jour. C'est dans ce cadre que le maître d'ouvrage a sollicité Antea Group pour une recherche de la localisation de fuites et une assistance dans les relations Maître d'ouvrage - entreprise dans le cadre de ce pré-contentieux.

2.1 Géométrie du bassin

Le bassin présente une forme amiboïde d'environ 100 x 150 m et de 1,6 m de profondeur maximale et comporte un îlot central et une passerelle permettant d'accéder à cet îlot. La surface du plan d'eau est d'environ 9 500 m².

2.2 Étanchéité du bassin

L'étanchéité du bassin a comporté la fourniture et pose, du fond vers la surface :

- de drainage des gaz par nappes drainantes alvéolaires en PEHD enrobées dans un géotextile anti-contaminant, pour l'évacuation de l'air contenu dans le sol lors de la réalisation de l'ouvrage et lors de la remontée rapide de la nappe phréatique ; mise à l'atmosphère de l'air collecté au moyen d'évents manufacturés,
- de géotextile anti-poinçonnant de type P50 de TENCATE certifié, retenu en tête dans une tranchée d'ancrage ;
- d'une géomembrane EPDM (Éthylène, Propylène, Diène Monomère) de 1,5 mm de type GeoGard de FIRESTONE certifiée ASQUAL ; retenue en tête dans une tranchée d'ancrage ; assemblage entre lés par vulcanisation à froid sur le site.

Le dispositif d'étanchéité a été recouvert en fond du bassin par, du fond vers la surface :

- un géotextile anti-poinçonnant du même type que celui-ci dessus ;
- 10 cm de gravier 10/14.

Les berges ont été recouvertes d'un géo-conteneur alvéolaire tridimensionnel en non tissé, de type Teracro C13-D400 de chez TERAGEOS, permettant le confinement, la stabilité, le drainage et la filtration des matériaux de couverture.

La terre végétale mise en œuvre sur les berges a été recouverte à la demande du paysagiste d'un filet putrescible en fibre naturelle de jute.

3. Observations et collecte d'informations

3.1 Etude documentaire et première visite du site

Il est à noter que :

- la membrane utilisée pour assurer l'étanchéité a été assemblée sur site (pas de préfabrication en atelier) par des soudeurs ayant la certification ASQUAL.
- 5 ouvrages présentent un raccordement avec la géomembrane EPDM :
 - les deux piles de la passerelle
 - le quai
 - le moine
 - une conduite d'amenée des eaux

L'étancheur indique que le raccord de la géomembrane avec le béton a été réalisé avec une règle et un joint compressible boulonné sur le béton. Ce raccord se situe sous le niveau des plus hautes eaux du bassin pour des raisons d'esthétisme et est caché par un plaquage de plaques de pierre.



Figure 1. Vue aérienne du bassin



Figure 2. Photo du quai et de la passerelle

La toile de jute anti-érosion posée en flanc sur la terre végétale a été épinglée avec des agrafes métalliques. Ces agrafes ont les dimensions suivantes : 20 cm x 20 cm x 20 cm.



Figure 3. Photos des agrafes de maintien de la toile de jute

Le débit de fuite du bassin est observable au niveau du regard sur l'exutoire du drainage sous bassin. Un comptage a été installé au point de collecte des eaux de récupération de drainage. Le premier relevé fourni indique un débit extrapolé d'environ 72 m³ par jour.

Pour mémoire, cette récupération englobe :

- les fuites par la géomembrane ;
- les remontées éventuelles de nappe phréatique captées par le réseau de drainage ;
- les eaux de ruissellement du bassin versant captées par le réseau de drainage.

3.2 Remarques

La conception et le suivi de travaux n'ont pas fait l'objet d'une mission de maîtrise d'œuvre. Un paysagiste est intervenu sans concertation avec les entreprises ayant réalisé le bassin et son étanchéité.

La géomembrane utilisée et l'entreprise de pose répondent aux règles de l'art dans ce domaine de pose d'étanchéité de bassin agricole ou d'agrément.

Il aurait été préférable que les raccordements géomembrane-béton soient réalisés au-dessus du niveau des plus hautes eaux du bassin, ou que les ouvrages soient implantés strictement en bordure de bassin.

L'usage d'agrafes pour maintenir la toile de jute sur la couche de terre végétale **est inapproprié** dans le cas présent d'étanchéité du bassin par géomembrane. Cet usage présente le risque de percement de la géomembrane sous-jacente si l'épaisseur de terre végétale est inférieure à 20 cm.

4. Calcul d'un débit de fuite admissible

Pour le calcul d'un débit de fuite admissible dans un ouvrage étanché par géomembrane, il est d'usage de s'appuyer sur les publications de Giroud (2016). Il écrit : « Toutes les étanchéités par géomembrane fuient » et le paragraphe ci-après définit les hypothèses prises pour calculer le débit admissible.

Les hypothèses de calcul suivantes ont été prises :

- un nombre de défauts de 5 ou 6 par hectare (ce nombre peut être considéré comme typique à la fin de l'installation de la géomembrane posée avec un PAQ).
- une surface de défauts d'environ 4 mm²
- une surface de bassin en eau d'environ 9 500 m²
- une charge maximum d'eau d'environ 1.6 m (valeur maximisante).

Le calcul du taux de fuite peut s'effectuer en utilisant l'équation de Bernoulli suggérée par Giroud (1984b) :

$$Q = 0,6 \times a \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

avec : Q = taux de fuite, a = surface du trou, g = accélération due à la gravité, h = charge hydraulique. Les unités SI de base sont : Q (m³/s), a (m²), g (9,81 m/s²) et h (m).

Le calcul donne les résultats dans le tableau ci-après.

Tableau 1. Tableau de résultats des calculs de débits de fuite

Charge hydraulique	Nombre de défauts par hectare	Dimension des défauts	Débit de fuite Q par hectare	Débit de fuite Q pour 9 500 m ²	Débit de fuite Q pour 9 500 m ²
m		mm ²	L/jour/ha	L/jour	m ³ /j
1,6	5	4	5 809	5 519	5,5
1,6	6	4	6 971	6 622	6,6

Il pourrait être retenu pour un ouvrage tel que ce bassin un débit maximum admissible de 7 m³/j. soit dix fois moins que le débit observé après sa mise en service.

5. Recherche de fuites par reconnaissance géophysique acoustique

La localisation de fuites par les méthodes électriques du balai / flaque (pour les géomembranes nues) et du dipôle mobile (pour les géomembranes sous eau), recommandées et facilement applicables sur des bassins étanchés par géomembrane électriquement isolante et reposant sur un terrain argileux électriquement conducteur, ne sont pas possibles sur une géomembrane en EPDM (CFG 2003)

Nous avons donc proposé et réalisé un contrôle par la méthode acoustique, que nous avons déjà appliquée avec succès dans des conditions similaires sur des bassins étanches par géomembranes et des bassins en béton.

La méthode acoustique employée est basée sur l'emploi d'hydrophones (microphones immergeables) qui permettent d'écouter les bruits et vibrations (ondes acoustiques) générés par les fuites d'eau.

Les circulations d'eau créent en effet des bruits qui peuvent être captés par ces écouteurs étanches (hydrophones). Le signal délivré par ces hydrophones placés au fond du bassin à ausculter est enregistré sur une durée de plusieurs dizaines de millisecondes à plusieurs minutes afin d'englober le bruit de fond parasite lié aux perturbations locales (pluie, vent, trafic, ...).

Ces mesures acoustiques peuvent être associées à une bathymétrie fine du bassin (non proposée ici puisqu'il s'agit d'un ouvrage technique de dimensions connues), la qualité des signaux captés par les hydrophones s'améliorant avec la profondeur, et la présence de fuites s'accompagnant le plus souvent d'anomalies ponctuelles (entonnoirs liés à l'entraînement des fines vers la fuite).

Comme indiqué plus haut, le signal capté par les hydrophones peut également être lié à des bruits ambiants : météo (pluie, vent), activité humaine (trafic, travaux, ...), faune du bassin (poissons, grenouilles, ...). Ces bruits seront en général captés par l'ensemble des hydrophones immergés, et présenteront des signatures distinctes : le signal d'une fuite sera plus localisé, et présentera une fréquence particulière. La détection d'une fuite sur site sera donc à confirmer par un traitement numérique ultérieur du signal.

Sur ce bassin, les mesures ont été réalisées (Figure 4) :

- sur 41 profils en étoile depuis l'îlot central jusqu'à la berge extérieure ; chaque profil a été doublé par déplacement longitudinal de 2,5 m du câble d'hydrophones, pour obtenir une mesure tous les 2,5 m ; sur chaque position, trois enregistrements de 1 minute ;
- sur l'ensemble de la périphérie de la berge extérieure : une mesure tous les 5 m, à 0,5 à 1 m du bord, deux enregistrements de 1 minute ;
- au pied du ponton : 1 mesure tous les mètres ; sur chaque position, trois enregistrements de 1 minute.

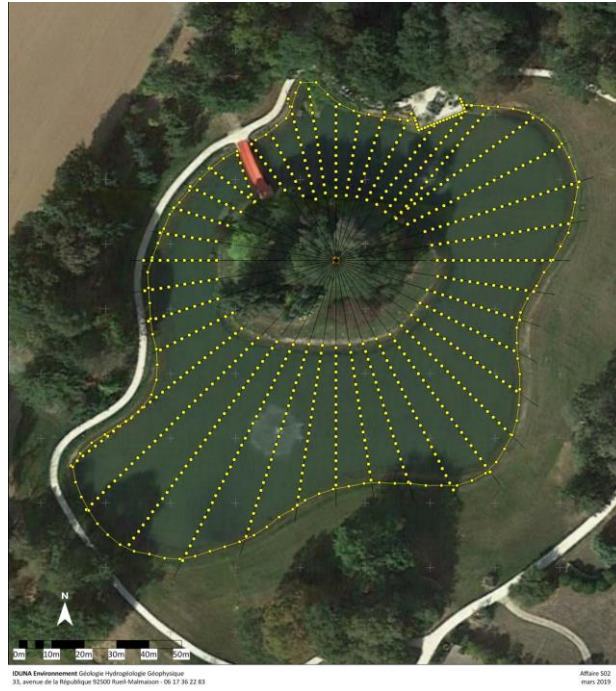


Figure 4. Localisation des hydrophones

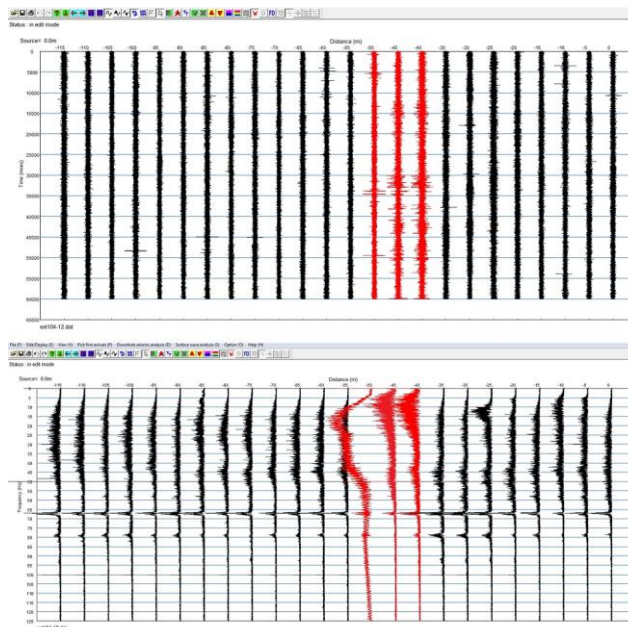


Figure 5. Signaux acoustiques du même enregistrement traités en amplitudes et en fréquences

Le signal enregistré est une vibration, transformée en courant électrique et exprimée en Volts. Une fuite générera sur les hydrophones les plus proches de la fuite une amplitude vibratoire (très) supérieure au bruit de fond enregistré par les hydrophones les plus éloignés, et d'une fréquence différente (variable selon le site)

Chaque profil a fait l'objet de 3 à 4 périodes d'enregistrements de 60 secondes, pour une mesure toutes les millisecondes, permettant de diminuer l'impact des bruits ambiants (trafic routier et ferroviaire, avions, travaux d'élagage et broyage sur la propriété), et de distinguer un bruit continu attribuable à un écoulement (fuite) par opposition à un évènement (bulle ou choc ponctuel...).

Chaque enregistrement de chaque hydrophone de chaque profil a été traité par analyse des écarts d'amplitudes sonore et de fréquences (analyse acoustique = noise analysis) (Figure 5).

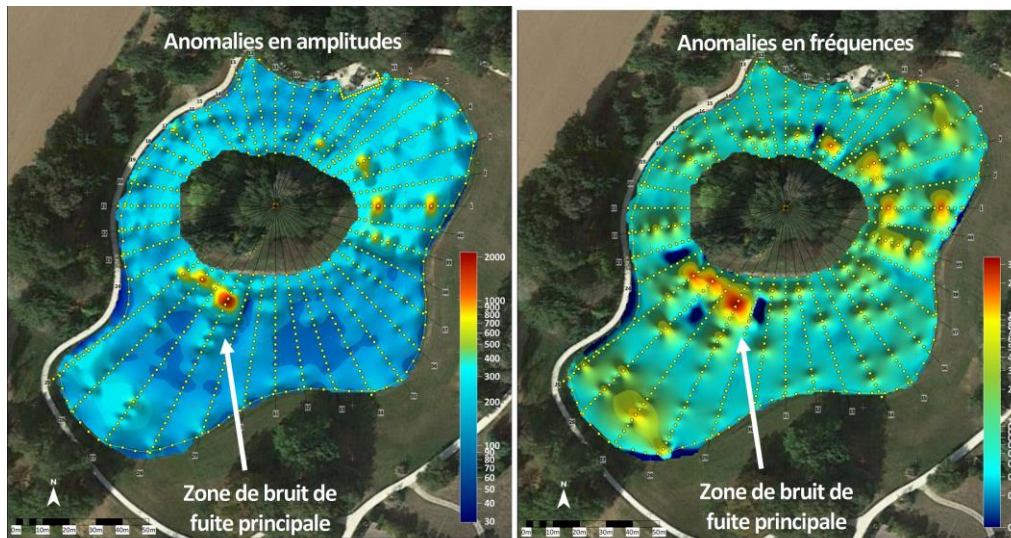


Figure 6. Répartition des anomalies en amplitudes et en fréquences des signaux acoustiques

Quelques hydrophones ont montré un signal franc, c'est-à-dire une amplitude vibratoire très supérieure (d'ordre 100) au bruit de fond enregistré par ses voisins et avec une fréquence différente, plus basse que celle des autres hydrophones. Ce signal a pu être validé par répétition des mesures sur plusieurs profils voisins, en déplaçant les lignes d'hydrophones. La période de mesure ayant été bruyante, le bruit de fond résiduel est lié aux vibrations générées par ces événements.

Les cartes présentées ci-dessus montrent la répartition des anomalies acoustiques en amplitudes et en fréquences. Elles font ressortir une zone d'anomalie acoustique localisée 10 m² au sud de l'île. Elle a été ressentie par cinq voire sept hydrophones lors de huit différentes positions de profils acoustiques (Figure 6).

La recherche des fuites par la méthode acoustique a été complétée par la réalisation de profils de résistivité au droit de la berge aval. Cela a permis de montrer que la zone des plus faibles résistivités mise en évidence sur deux profils coïncide avec la zone d'anomalie des amplitudes et fréquences acoustiques au sud de l'île. Il s'agit d'un indice supplémentaire suggérant un écoulement souterrain plus important dans cette zone.

6. Visites d'expertise après vidange partielle de l'ouvrage

Pour ces visites ANTEA s'est fait assister par YGD Conseil, spécialisée dans le contrôle des dispositifs d'étanchéité par géomembrane dont l'EPDM assurant l'étanchéité d'ouvrages agricoles et de réserves d'irrigation.

Les investigations ont porté d'une part sur la zone de détection d'anomalies acoustiques localisée par IDUNA et d'autre part sur les raccordements de la géomembrane EPDM aux ouvrages tels que listés au paragraphe 3.1.

La zone de « bruit » est localisée près de l'îlot et la surface dégagée pour permettre le contrôle visuel de la géomembrane et de ses assemblages est d'environ 250 m². L'inspection visuelle ne met pas en évidence de poinçonnement ou de déchirure de la géomembrane. La zone est très perturbée car le support probablement humide à la pose des géosynthétiques s'est tassé de manière différentielle et laisse apparaître une surface qui serait refusée avant pose des géomembranes (Figure 7). Pour autant, aucun défaut visuel n'est constaté sur les joints assemblant les lés de géomembrane.

Ces joints constitués d'une bande butyle auto-adhésive de 7 cm de largeur environ ne présentent ni ouverture, ni pli qui pourraient expliquer le signal acoustique enregistré. On constate que la largeur de recouvrement des lés est conforme aux spécifications du fournisseur et conforme aux dispositions du référentiel ASQUAL en « soudage » des géomembranes EPDM, c'est-à-dire notamment un dépassement de la bande auto-adhésive comprise entre 5 et 22 mm en tout point des assemblages accessibles.

L'absence de défauts d'assemblage semble indiquer que les déformations du support sont bien postérieures à la pose du D.E.G., confirmant les dires de l'entreprise et du Maître d'Ouvrage quant à la conformité du support lors de l'installation de la géomembrane.



Figure 7. Vue du support très irrégulier

On note toutefois dans cette zone un calepinage complexe, avec de nombreuses découpes et pièces laissant penser qu'il s'agit de la zone terminale des travaux où sont « recyclées » les dernières chutes de géosynthétiques...

Quelques pierres pointant sous la géomembrane, l'entreprise a découpé localement géomembrane et géotextile pour les retirer et des réparations ont été effectuées dans les règles par du personnel certifié ASQUAL. Les reprises ont été réalisées au moyen d'un produit d'apport spécifique composé d'une géomembrane de 1,5 mm avec en face inférieure un produit contrecollé et pré-vulcanisé de type « TAPE ».

Quoi qu'il en soit, le débit de fuite mesuré ne trouve pas son origine dans cette zone du bassin d'agrément.

Notre attention s'est donc portée sur les points singuliers du dispositif d'étanchéité tels que les raccordements sur les canalisations, les fixations mécaniques sur les ouvrages en béton, les ancrages...

Rapidement, il a été mis en évidence un désordre autour de la canalisation d'entrée de l'eau. Après avoir retiré les matériaux de confinement présents sur la géomembrane, nous avons observé une déchirure importante des produits d'assemblage de la géomembrane sur le côté et sous la canalisation.



Figure 8. Canalisation d'entrée avec déchirure de la géomembrane en partie inférieure

Ces produits sont constitués d'EPDM partiellement vulcanisé ce qui les rend plus souples permettant un habillage facilité autour des canalisations notamment. Dans le processus normal, ces produits terminent leur cycle de vulcanisation sous environ 20 jours au contact de l'air ambiant. Les endommagements constatés peuvent laisser penser que la mise en eau a été trop rapide et a pu conduire, par le poids de l'eau, à une déformation excessive de la membrane jusqu'à sa rupture.

Le passage de l'eau crée ensuite une aggravation du phénomène en ravinant la terre sous la géomembrane ce qui conduit à la propagation de la déchirure.

La zone a entièrement été reprise avec mise en place d'un massif en béton, arrêt d'étanchéité par fixation mécanique de la géomembrane et recouvrement de l'ensemble par une chaussette autour de la canalisation PVC raccordée en périphérie sur la géomembrane au-delà de la fixation mécanique.

L'inspection a également porté sur les raccordements de la géomembrane par fixation mécanique sur les ouvrages en béton. Aucun défaut d'étanchéité n'a été relevé.

Le dernier point de contrôle concerne les ancrages par agrafes des accroches-terre. En dégagant terre végétale, cailloux et géotextile anti-poinçonnant dans une zone de plus faible épaisseur (de l'ordre de la hauteur des agrafes), il a été constaté deux perforations de la géomembrane. Les fuites à ce niveau haut du bassin contribuent faiblement à la perte de niveau. Compte tenu du nombre élevé d'agrafes (>1000), il a été décidé de ne pas procéder à plus d'investigations, la contribution aux pertes étant jugée négligeable (très faible pression hydraulique et trous obturés par les agrafes).



Figure 9. Nouveau dispositif d'étanchéité autour de la canalisation PVC



Figure 10. Perforation de la géomembrane par les agrafes

7. Conclusions

La détection de fuites par méthode acoustique n'a pas permis de localiser avec précision les défauts d'étanchéité : les mesures ont mis en évidence des zones de bruit à anomalies de basses fréquences et d'intensités élevées, mais les contrôles visuels réalisés a posteriori après vidange du plan d'eau n'y ont pas révélé de trous de la géomembrane.

Les anomalies acoustiques en amplitudes et fréquences nombreuses et répétitives mises en évidence au sud de l'îlot pourraient avoir été générées par des écoulements souterrains mis en évidence sous la géomembrane de l'étang par les profils de résistivité.

La faible charge hydraulique au-dessus des agrafes piquées sur toute la périphérie de l'étang ne crée pas d'écoulement suffisamment important pour créer un bruit détectable au-dessus du bruit de fond ambiant.

Une amélioration de la méthode acoustique pourrait être obtenue par l'utilisation d'hydrophones à plus large bande passante.

Les dégradations qui ont été constatées relèvent principalement de problèmes de conception qui auraient pu être évités par une intégration au cahier des charges de détails de conception simples et un contrôle de leur exécution en phase de travaux : la mise en place d'un massif en béton pour la canalisation afin de garantir l'absence de tassement du support et de déchirure de la géomembrane autour de celle-ci et la mise en place d'agrafes adaptées à l'épaisseur de la couche de protection au-dessus des géomembranes.

Cet ouvrage est un parfait exemple d'une réalisation mal anticipée avec pour conséquence des désordres, des pertes d'exploitation et des coûts d'expertise qui dépassent largement l'investissement qui aurait pu être fait en conception et contrôle.

8. Références bibliographiques

- Giroud J.P. (2016). Leakage control using geomembrane liners, September-December 2016, Victor de Mello Lecture, *Soils and Rocks*, v. 39, n. 3.
- Comité Français des Géosynthétiques (CFG) (2003). Méthodes de détection de défauts dans les dispositifs d'étanchéité par géomembranes, Version 6.

ÉVALUATION DE L'EFFICACITÉ DES GÉOSYNTHÉTIQUES DE PROTECTION CONTRE LE POINÇONNEMENT DES GÉOMEMBRANES

ASSESSMENT OF PROTECTIVE GEOTEXTILES EFFICIENCY VERSUS GEOMEMBRANES PUNCTURING

Guillaume STOLTZ¹, Véronique HEIL²

¹ UMR RECOVER, INRAE, Aix-Marseille Univ., Aix-en-Provence, France

² Cerema Direction territoriale Est, Nancy, France

RÉSUMÉ – Cet article présente les résultats d'une étude expérimentale menée par le groupe de travail « poinçonnement » du Comité Français des Géosynthétiques. L'étude a consisté à évaluer l'efficacité de géotextiles de protection vis-à-vis des endommagements par poinçonnement d'une géomembrane PEHD utilisée en fond d'installation de stockage de déchets non dangereux, dans la configuration classique des casiers de stockage réalisés en France. Sur la base d'un essai de performance nouveau, 16 géotextiles de protection ont été testés. Pour chaque géotextile testé, les résultats des essais de performance ont ensuite été mis en correspondance avec les caractéristiques index physiques (masse surfacique) et mécaniques (résistance au poinçonnement et efficacité de protection) des produits.

Mots-clés : géomembrane, géotextile, protection, endommagement, poinçonnement.

ABSTRACT – This article presents the results of an experimental study conducted by the working group “puncture action” of the French Committee of Geosynthetics. The study consisted of evaluating the effectiveness of protective geotextiles with respect to damage by puncturing actions of an HDPE geomembrane used at the bottom of a non-hazardous waste disposal facility, in the typical configuration of a landfill cell in France. On the basis of a new performance test, 16 protective geotextiles were tested. For each geotextile tested, the results of the performance tests were then analysed regarding the physical (mass per unit area) and mechanical (puncture resistance and protection efficiency) index characteristics of the products.

Keywords: geomembrane, geotextile, protection, damage, puncturing action.

1. Introduction

Les dispositifs d'étanchéité et de drainage par géomembrane (DEDG) sont des systèmes complexes associant des couches de matériaux granulaires et des géosynthétiques qui permettent de combiner une fonction de drainage et une fonction d'étanchéité. Les DEDG constituent la barrière de sécurité active en fond de casier d'Installations de Stockage de Déchets (ISD) non dangereux. Un défaut d'étanchéité est préjudiciable pour l'ouvrage et peut entraîner des conséquences graves pour l'environnement et par répercussion sur la santé des personnes. La barrière de sécurité active en fond de casier d'ISD est généralement constituée d'une géomembrane en PEHD, surmontée par une couche de drainage granulaire. Pendant toute la durée d'exploitation du casier, une contrainte mécanique dans le sens de la gravité, correspondant au poids de la colonne de déchets, s'applique sur la géomembrane. Cette contrainte induit des sollicitations de poinçonnement des matériaux granulaires sur la géomembrane, ce qui peut provoquer des ruptures localisées de l'étanchéité. Pour protéger la géomembrane vis-à-vis des sollicitations de poinçonnement induites par les matériaux granulaires, un géotextile de protection peut être utilisé, la fonction du géotextile étant la « protection ». Ce géotextile est généralement un produit non-tissé aiguilleté mais plusieurs paramètres physiques différencient les produits : nature, diamètre et longueur des fibres, épaisseur et masse surfacique de la nappe. De plus, selon les fabricants, différents modes d'aiguilletage et plus généralement de modes de fabrication (incluant par exemple l'application ou non d'un calandrage au produit) peuvent entraîner des caractéristiques mécaniques différentes pour des produits de même masse surfacique. Ainsi, pour dimensionner un géosynthétique dans le cadre de sa fonction protection, la seule propriété de masse surfacique n'est pas suffisante.

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de dimensionnement des géotextiles pour protéger les géomembranes en PEHD utilisées en fond d'ISD. Ces méthodes sont de nature analytique empirique

(Koerner et al., 1996) ou bien uniquement basées sur des expérimentations (Shercliffe, 1998). Lorsque ces différentes méthodes sont comparées entre elles, il apparaît qu'elles conduisent à des dimensionnements très différents avec, par exemple, une variation de masse surfacique de plus de 2000 g/m² si l'on se base sur les méthodes de Koerner et al. (1996) et Shercliffe (1998) dans des mêmes conditions d'application. Ces différences significatives proviennent d'approches et d'hypothèses différentes comme l'indique la méthode de Shercliffe (1998) où aucune déformation de la géomembrane PEHD n'est tolérée à la différence de la méthode de Koerner et al. (1996) qui repose sur un dimensionnement à l'état limite de rupture (de la géomembrane). À ce jour, en France, en l'absence de méthode unanimement reconnue, les dimensionnements se basent sur un savoir-faire propre au concepteur, généralement issu du retour d'expérience (planches d'essais, etc.).

Le présent article n'a pas pour objectif de proposer une méthode de dimensionnement, mais présente un nouvel essai de performance, développé pour évaluer l'efficacité de protection d'un géosynthétique vis-à-vis des endommagements par poinçonnement d'une géomembrane PEHD utilisée en fond d'ISD, surmontée par une couche granulaire. À la différence de l'essai de performance défini selon l'annexe B de la norme NF EN 13719 (Afnor, 2016), l'essai de performance développé pour cette étude ne requiert pas l'usage d'une plaque de plomb entre la géomembrane et le géotextile de protection pour déterminer après démontage les déformations. L'impact d'une telle plaque de plomb, en termes d'apport d'effet protecteur, est difficilement quantifiable, c'est pourquoi l'essai de performance défini selon l'annexe B de la norme NF EN 13719 n'a pas été utilisé dans cette étude. L'essai de performance développé consiste ainsi à mesurer directement les endommagements par poinçonnement sur l'éprouvette de géomembrane qui a été soumise à essai. Après une campagne d'essai de performance sur seize produits de protection, préalablement caractérisés par leurs propriétés physiques et mécaniques, la mise en relation des caractéristiques index et de performance constitue pour l'ingénieur une base pour dimensionner les produits sur la base de leur caractéristiques index.

2. Matériels et méthodes

2.1. Principe de l'essai de performance

L'essai de performance qui a été développé dans cette étude consiste à simuler le plus fidèlement possible les contraintes mécaniques subies par une géomembrane PEHD en fond de casier d'ISD. Le schéma de principe de l'essai est représenté sur la Figure 1. Sur le support d'une presse de compression de haute capacité (d'au moins 10 tonnes), une éprouvette cylindrique de géomembrane (diamètre 50 cm) est positionnée au-dessus d'un support en caoutchouc (élastomère) dense d'une épaisseur de 25 mm et d'une dureté Shore A de 50. Ce type d'élastomère est utilisé dans la norme « détermination de l'efficacité de protection » NF EN 13719 (Afnor, 2016). Il a été montré dans une étude spécifique que ce type de support élastomère était le plus adapté pour simuler une couche d'argile compactée représentative de celles réalisées en tant que barrière passive en fond de casier d'ISD (Aufrère et al., 2009). L'éprouvette de géosynthétique de protection à tester, de même forme et dimension que l'éprouvette de géomembrane, est positionnée au-dessus de cette dernière. Enfin, une couche granulaire de 30 cm d'épaisseur est mise en place au-dessus des éprouvettes de géosynthétiques de protection et de géomembrane. Cette couche granulaire est confinée dans une structure grillagée souple, de telle sorte que la dimension des mailles de cette structure grillage évite la perte de granulats sur les côtés. L'avantage d'une telle structure souple est qu'elle ne repose pas de façon rigide sur le support inférieur de la presse, ce qui évite, comme ce serait le cas dans le cas d'un cylindre rigide, une « perte d'efforts normaux » par frottement latéral des granulats sur les parois de la cellule. Ainsi, dans le cas du présent dispositif de la Figure 1, l'ensemble de la charge normale appliquée par un vérin appuyant sur une plaque métallique cylindrique (de 50 cm de diamètre), est transmise intégralement sous forme de contrainte normale à la couche granulaire et donc aux géosynthétiques testés. Une fois l'ensemble du dispositif monté et la compression lancée, cette dernière est maintenue durant un temps préalablement défini. À l'issue du temps écoulé, la compression normale est arrêtée et les géosynthétiques sont retirés du dispositif de compression en vue de mesurer les endommagements par poinçonnement directement sur la géomembrane. En conclusion, pour cet essai de performance, il faut définir le granulat à tester (en plus de la géomembrane et du géosynthétique de protection), ainsi que 2 paramètres expérimentaux : contrainte normale et temps d'application de la contrainte. L'essai se déroule à la température du laboratoire, soit en moyenne de 21°C.

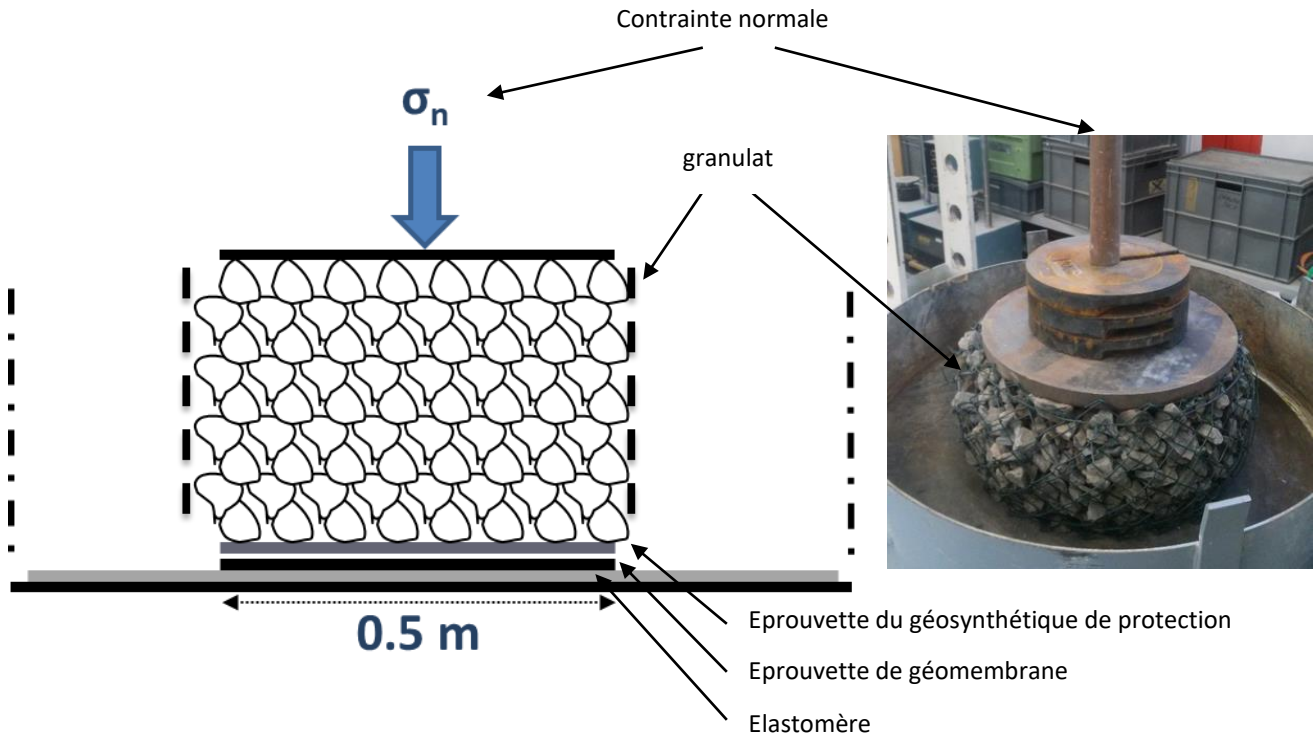


Figure 1. Schéma de principe de l'essai de performance développé.

Une fois la période d'application de la charge normale écoulee, l'éprouvette de géomembrane est extraite du dispositif de compression et les 5 endommagements majeurs sont identifiés (Figure 2a). Un prélèvement d'une éprouvette carrée 10 cm x 10 cm est alors effectué au niveau de chacun des 5 endommagements identifiés, de façon à permettre un mesurage de la réduction maximale d'épaisseur, c'est-à-dire prise au centre de l'endommagement (Figure 2b). Cette mesure est effectuée à l'aide d'un micromètre, ayant une touche de mesure calibrée correspondant à une bille carbure de 2 mm de diamètre et appliquant automatiquement une force de contact comprise entre 1 N et 2 N. Pour un endommagement donné, la réduction d'épaisseur, évaluée en pourcentage de déformation, correspond à la différence entre l'épaisseur initiale, mesurée sur un bord de l'éprouvette non déformée, et l'épaisseur déformée, le tout rapporté à l'épaisseur initiale. Pour ne pas être influencé par le retour visco-élastique des déformations du PEHD, la mesure des 5 endommagements est effectuée dans l'heure suivant le démontage du dispositif et l'extraction de l'éprouvette de géomembrane. Pour un couple d'éprouvettes de géomembrane et de géosynthétique de protection soumis à essai, le résultat est donc la moyenne des valeurs de réduction d'épaisseur (en pourcentage) des 5 endommagements les plus significatifs relevés sur l'éprouvette de géomembrane endommagée.

Cette procédure de compression des éprouvettes suivi d'une phase de mesurage des déformations de type réduction d'épaisseur est alors répétée 3 fois, ce qui signifie qu'il y a en tout 3 éprouvettes de géosynthétique de protection et 3 éprouvettes de géomembrane qui sont soumises à essai. Finalement, le résultat définitif de l'essai de performance qui vise à évaluer la performance d'un géosynthétique de protection, pour protéger une géomembrane sous-jacente d'endommagements de poinçonnement causés par un matériau granulaire sus-jacent, correspond à la moyenne des valeurs de réduction d'épaisseur des 15 endommagements de poinçonnement les plus significatifs, mesurées sur 3 éprouvettes de géomembranes distinctes.

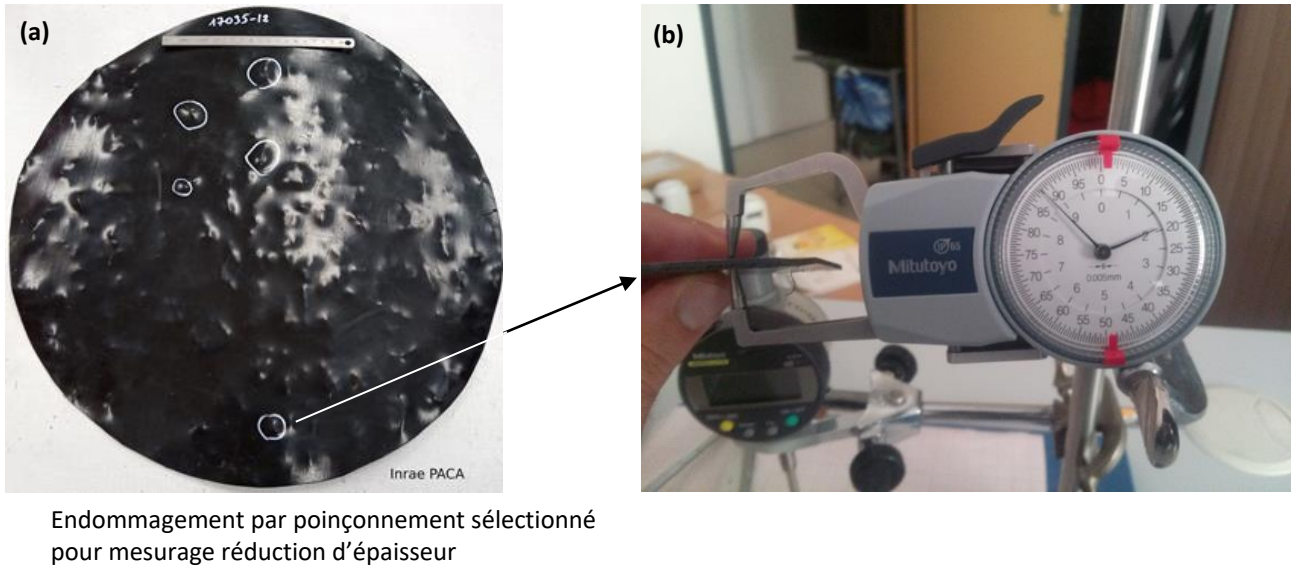


Figure 2. Principe d'évaluation de l'intensité des endommagements sélectionnés (a) par poinçonnement par mesurage de la réduction d'épaisseur (b).

2.2. Géomembrane PEHD utilisée pour l'ensemble de la campagne d'essai

La géomembrane utilisée dans le cadre de cette étude est en PEHD et a une épaisseur de 2 mm. L'épaisseur et la masse surfacique ont été mesurées au laboratoire d'Inrae Aix-en-Provence selon la norme NF EN 1849 – 2 (Afnor, 1999) et les valeurs sont données dans les Tableaux 1 et 2.

Tableau 1. Epaisseur de la géomembrane utilisée dans cette étude (selon la norme NF EN 1849 – 2, complétée par le mode opératoire n° 1 du recueil des méthodes d'essais de l'ASQUAL

N° éprouvette	Epaisseur (mm)
1	2,024
2	2,009
3	2,029
4	2,023
5	2,025
6	2,058
7	2,054
8	2,038
9	2,044
10	2,048
Epaisseur moyenne = (2,035 +/- 0,022) mm (k=2)	
Coefficient de variation = 0,77 %	

Tableau 2. Masse surfacique de la géomembrane utilisée dans cette étude (selon la norme NF EN 1849 – 2, complétée par le mode opératoire n° 1 du recueil des méthodes d'essais de l'ASQUAL

N° éprouvette	Masse (g)	Masse surfacique (g/m ²)
1	18,953	1895
2	18,892	1889
3	18,975	1898
4	18,942	1894
5	18,984	1898
6	18,976	1898
7	18,986	1899
8	18,966	1897
9	18,996	1900
10	18,955	1896
Masse surfacique moyenne = (1896 +/- 19) g/m² (k=2)		
Coefficient de variation = 0,16 %		

2.3. Caractéristiques des granulats utilisés en tant que matériaux sus-jacents à la géomembrane et au géosynthétique de protection

Le matériau granulaire utilisé pour simuler la couche de drainage granulaire de l'ensemble des essais de performance est un granulat concassé 20 – 40 mm (basalte comme nature pétrographique), issu de la carrière Vicat à Lorient (Drôme). Ponctuellement, il a été observé que quelques granulats se brisaient lors de l'application de la charge de compression. Ainsi, après chaque essai, les granulats ont été tamisés au tamis 20 mm pour éliminer les granulats issus du fractionnement des plus gros.

2.4. Caractéristiques des géosynthétiques de protection testés

Seize géosynthétiques de protection ont été testés dans cette étude. Tous ces géosynthétiques étaient des géotextiles non-tissés. De façon plus détaillée, un géotextile d'une masse surfacique proche de 300 g/m² était non-tissé thermolié. Les quinze autres géotextiles, de masse surfacique comprise entre 800 et 1200 g/m² étaient non-tissés aiguilletés. En plus de la masse surfacique, la résistance au poinçonnement, selon la norme NF G 38-019 (Afnor, 1988), a été mesurée au Cerema Direction territoriale Est à Nancy (Figure 3). Le principe de cet essai consiste à déterminer la force nécessaire pour assurer la traversée d'une éprouvette de géotextile par un poinçon pyramidal, perpendiculairement au géotextile. Sur cette Figure 3, la résistance au poinçonnement a été tracée en fonction de la masse surfacique des géosynthétiques. Pour une lecture plus aisée du graphique, les produits de masse surfacique comprise entre 300 et 800 g/m² sont représentés avec des points de couleurs bleu ciel, les produits de masse surfacique de 1000 g/m² sont représentés avec des points de couleurs bleu clair, et les produits de masse surfacique de 1200 g/m² sont représentés avec des points de couleurs bleu foncé (la couleur est d'autant plus foncée que la masse surfacique du géotextile est élevée). Il est observé qualitativement que la résistance au poinçonnement augmente avec la masse surfacique. Cette observation s'explique par le fait que les géotextiles ont un mode de fabrication, et plus précisément de liaisonnement des fibres, relativement proche. En effet, dans le cas d'un autre mode d'agencement des fibres, par exemple par simple contact sans aiguilletage (Figure 4), il s'avère que la résistance au poinçonnement serait pratiquement nulle et n'augmenterait pas ou peu avec l'augmentation de la masse surfacique. Cette analyse est faite pour justifier que la masse surfacique ne peut pas être le paramètre dimensionnant de la fonction protection.

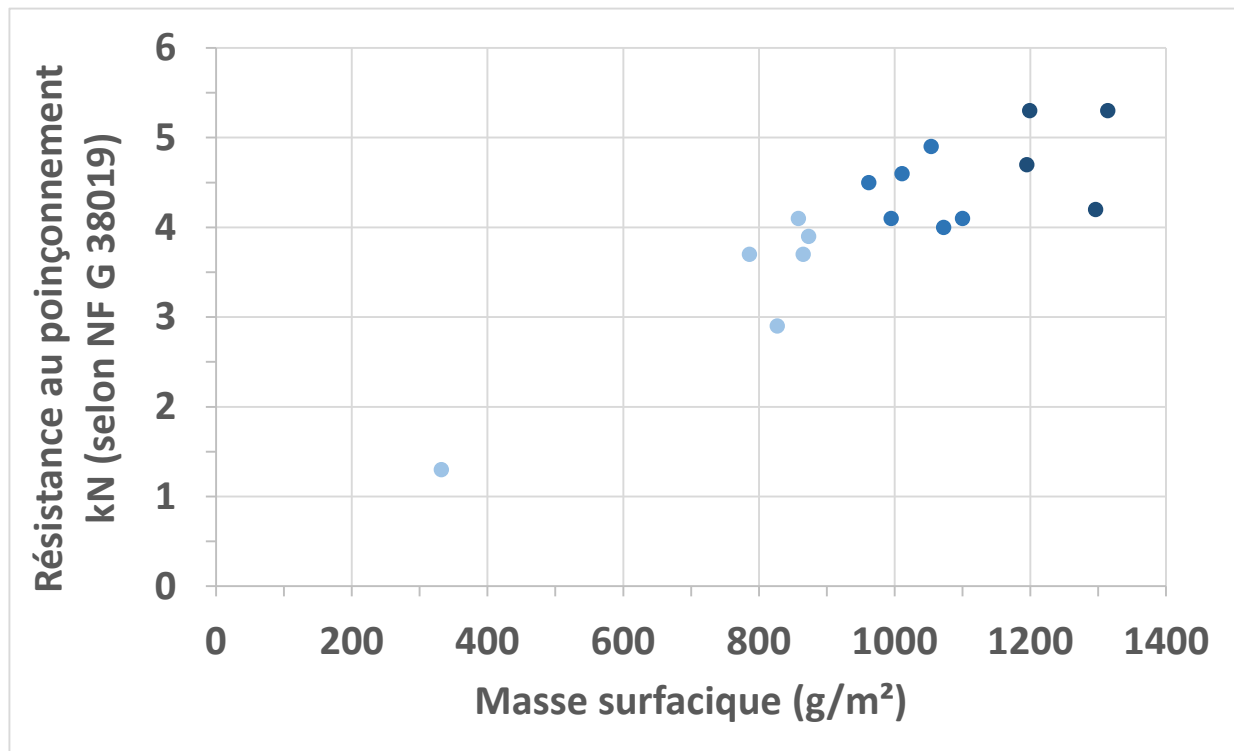


Figure 3. Résistance au poinçonnement des 16 géotextiles utilisés dans cette étude (mesurée selon la norme NF G 38-019).

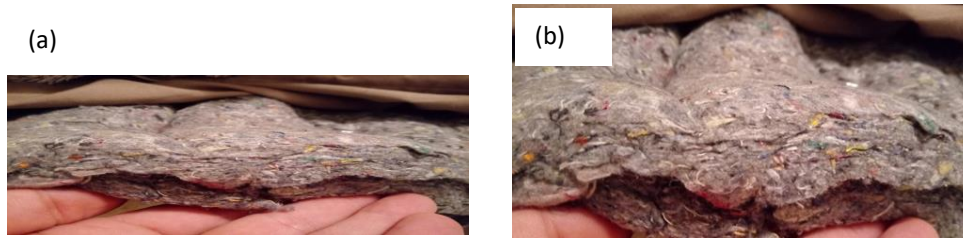


Figure 4. Représentation d'un nuage de fibres non liées avec une augmentation de la masse surfacique entre les nappes (a) et (b)

En plus de la masse surfacique et de la résistance au poinçonnement, l'efficacité de protection, selon la norme NF EN 13719 (Afnor, 2016), a été mesurée au BTTG à Manchester (Figure 5). Le principe de cet essai est de mesurer les déformations locales sur une plaque de plomb induites par l'application d'une charge normale au moyen d'un granulats factice normalisé (billes d'acier) ; la plaque de plomb reposant sur un support factice normalisé (élastomère) et étant surmonté du géotextile à tester. Les valeurs de l'efficacité de protection représentent le pourcentage de déformation par poinçonnement induite sur la géomembrane. Plus le pourcentage est grand, plus cela représente une géomembrane grandement déformée par poinçonnement, et, à l'inverse, plus le pourcentage est faible, plus cela représente une géomembrane peu déformée par poinçonnement, donc suffisamment protégée. Comme précédemment, les valeurs d'efficacité de protection sont tracées en fonction de la masse surfacique des produits. Il est observé que l'augmentation de masse surfacique conduit à une valeur plus faible de l'efficacité de protection, ce qui signifie en réalité une meilleure efficacité de protection. En effet, les valeurs représentent le pourcentage de déformation par poinçonnement induite sur la géomembrane. Plus le pourcentage est grand, plus cela représente une géomembrane grandement déformée par poinçonnement, et, à l'inverse, plus le pourcentage est faible, plus cela représente une géomembrane peu déformée par poinçonnement, donc suffisamment protégée. Comme cela a été argumenté précédemment, le raisonnement démontrant que la masse surfacique n'est pas le paramètre dimensionnant de la fonction protection peut également être appliqué dans le cas présent du paramètre « efficacité de protection », mesuré selon la norme NF EN 13719 (Afnor, 2016).

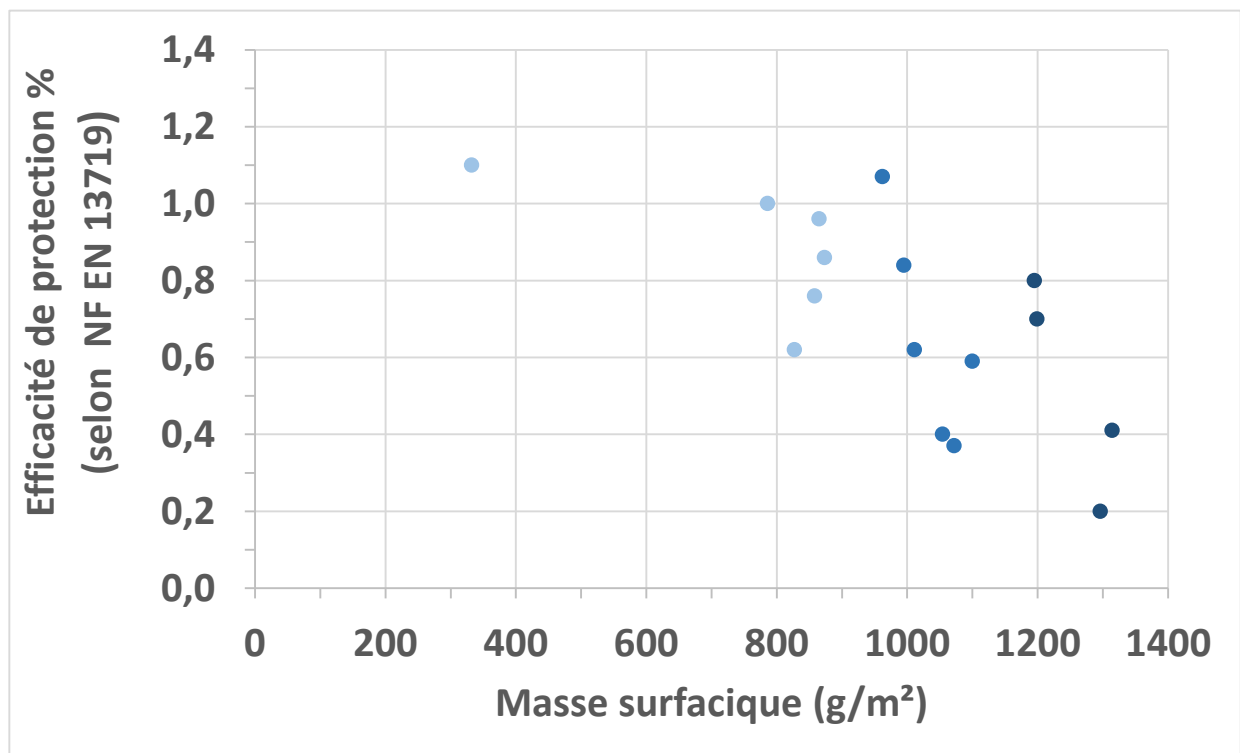


Figure 5. Résistance au poinçonnement des 16 géotextiles utilisés dans cette étude (mesurée selon la norme NF G 38-019)

2.5. Programme expérimental

Les seize géotextiles de protection ont été soumis aux essais de performance décrits au § 2.1 dans les conditions suivantes : application d'une contrainte de 300 kPa pendant 100 h.

3. Résultats et discussion

3.1. Critère d'analyse pour les essais de performance

Les essais de performance renvoient une valeur moyenne d'une réduction d'épaisseur, évaluées sur 15 endommagements de poinçonnement présents sur 3 éprouvettes de géomembrane circulaires de diamètre 50 cm. Pour qualifier un géotextile comme suffisamment protecteur ou non, il est nécessaire de se donner un critère qui validera ou infirmera la bonne protection de la géomembrane. Aujourd'hui, il n'existe aucune étude scientifique qui démontre la relation entre le niveau de déformation locale sur une géomembrane PEHD et la durabilité à long terme (d'un point de vue d'absence de rupture localisée). En l'absence d'une telle étude, il est nécessaire d'adopter un point de vue sécuritaire, relativement proche de l'absence de déformation. Aujourd'hui, la certification des géomembranes suppose que sur 10 valeurs individuelles d'épaisseur mesurées sur toute la largeur d'un lé, il n'y ait aucune mesure inférieure à 5% de la valeur nominale déclarée du produit, la valeur nominale déclarée étant relativement proche de la valeur moyenne du produit. D'un point de vue pratique, pour être relativement proche de la sécurité, les essais de performance sont interprétés de telle sorte qu'une valeur moyenne de réduction d'épaisseur supérieure à 5% qualifie la fonction protection comme inadaptée, tandis qu'une valeur moyenne de réduction d'épaisseur inférieure ou égale à 5% qualifie la fonction protection comme suffisante. Cette analyse ne constitue pas une démonstration scientifique mais repose sur une analyse pratique, menée du côté de la sécurité en l'absence d'études complémentaires. La campagne d'essais menés sur plusieurs géotextiles permet à la fois d'évaluer les produits en termes de performance pour la protection mais également de trouver une corrélation entre les valeurs de l'essai de performance et les valeurs des essais index des produits (selon les normes NF G 38-019 et NF EN 13719).

3.2. Analyse des essais de performance

Pour chaque géotextile de protection testé, les valeurs issues de l'essai de performance ont été tracées en fonction de la résistance au poinçonnement (Figure 6.). Il est observé sur la Figure 6 que la majorité des géotextiles de masse surfacique inférieure à 800 g/m², et présentant une valeur de résistance au poinçonnement inférieure à 4 kN, n'apportent pas une protection suffisante à la GMB PEHD, dans les conditions d'essais mentionnées plus haut. Cependant, deux géotextiles ont une valeur de résistance au poinçonnement supérieure à 4 kN mais n'apportent pas une protection suffisante à la GMB PEHD. Pour le géotextile de masse surfacique de 1000 g/m², et avec une valeur de résistance au poinçonnement proche de 4,5 kN, il peut être expliqué que la protection insuffisante apportée par ce géotextile provient d'une valeur élevée de déformation (1,07%), selon la norme NF EN 13719. Le second géotextile identifié présente une faible valeur d'efficacité de protection selon la norme NF EN 13719 (0,2%), correspondant donc à une bonne performance, mais la nature de ses fibres régénérées peut expliquer le critère de 5% non satisfait.

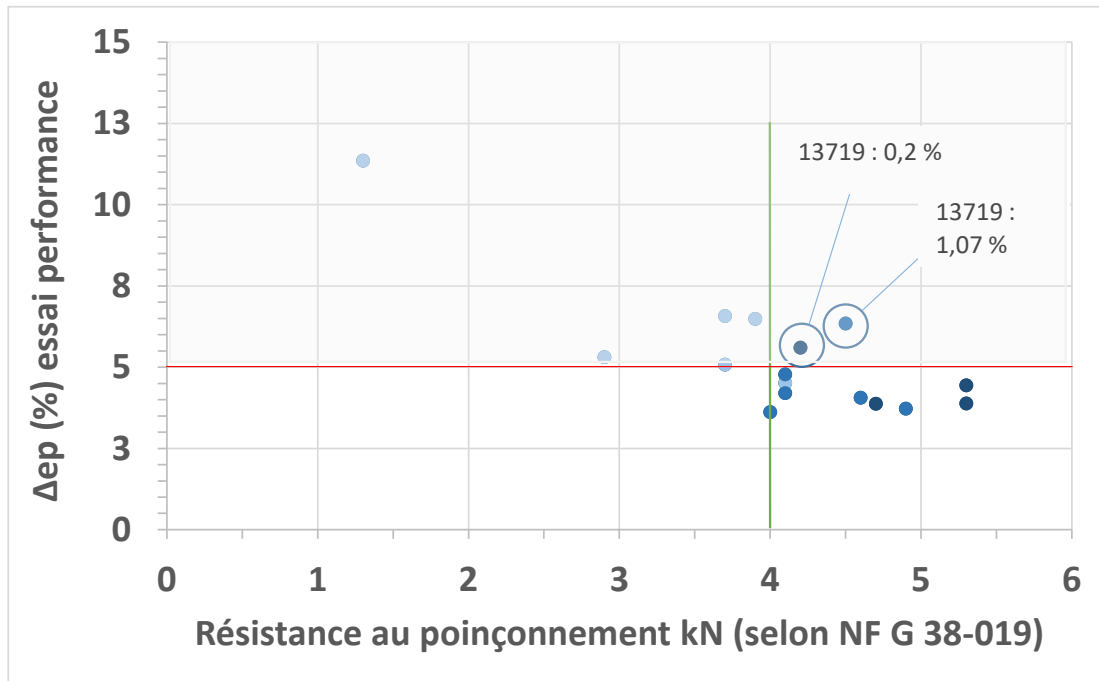


Figure 6. Réduction d'épaisseur (de la géomembrane PEHD) mesurée par les essais de performance en fonction de la résistance au poinçonnement des géotextiles de protection (note : la zone grisée représente une zone pour laquelle la protection est insuffisante ; la moyenne des réductions d'épaisseur mesurées à l'essai de performance étant supérieure à 5%)

Pour chaque géotextile de protection testé, les valeurs issues de l'essai de performance ont été tracées en fonction de la résistance au poinçonnement (Figure 7). Il est observé sur la Figure 7 que la majorité des géotextiles de masse surfacique inférieure à 800 g/m², et présentant une valeur de résistance d'efficacité de protection supérieur à 0,85, n'apportent pas une protection suffisante. Deux géotextiles sont inadaptés en protection bien que présentant une valeur d'efficacité de protection inférieure à 0,85. En revanche, pour ces deux produits, la valeur de la résistance au poinçonnement est soit inférieure soit très proche de 4 kN.

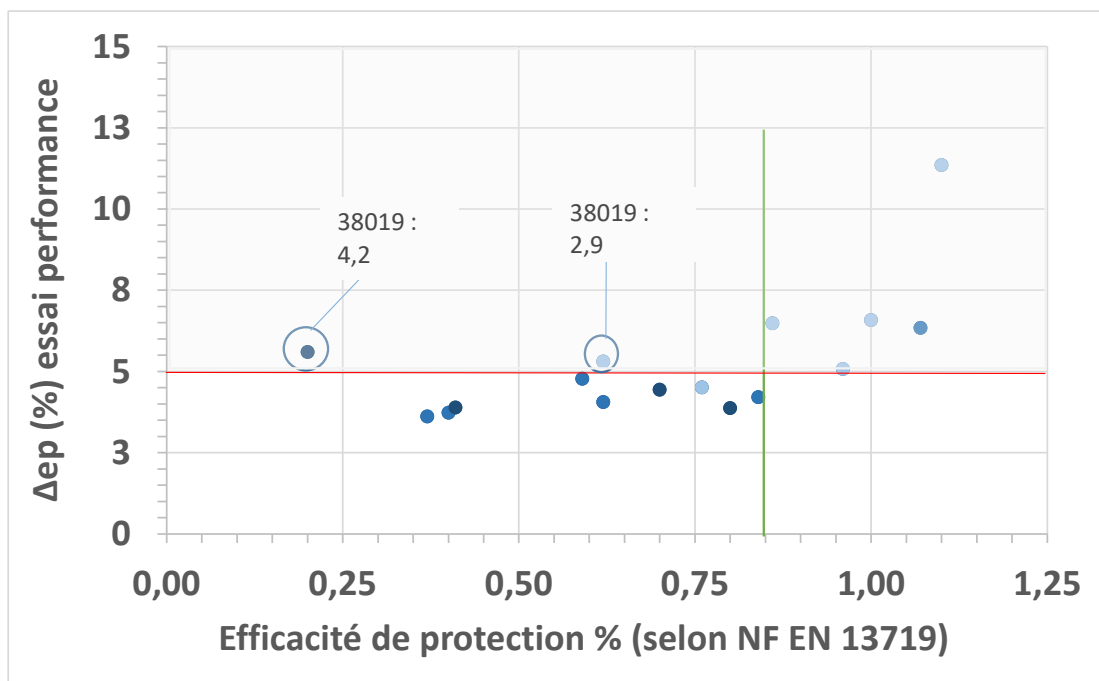


Figure 7. Réduction d'épaisseur (de la géomembrane PEHD) mesurée par les essais de performance en fonction de l'efficacité de protection des géotextiles de protection.

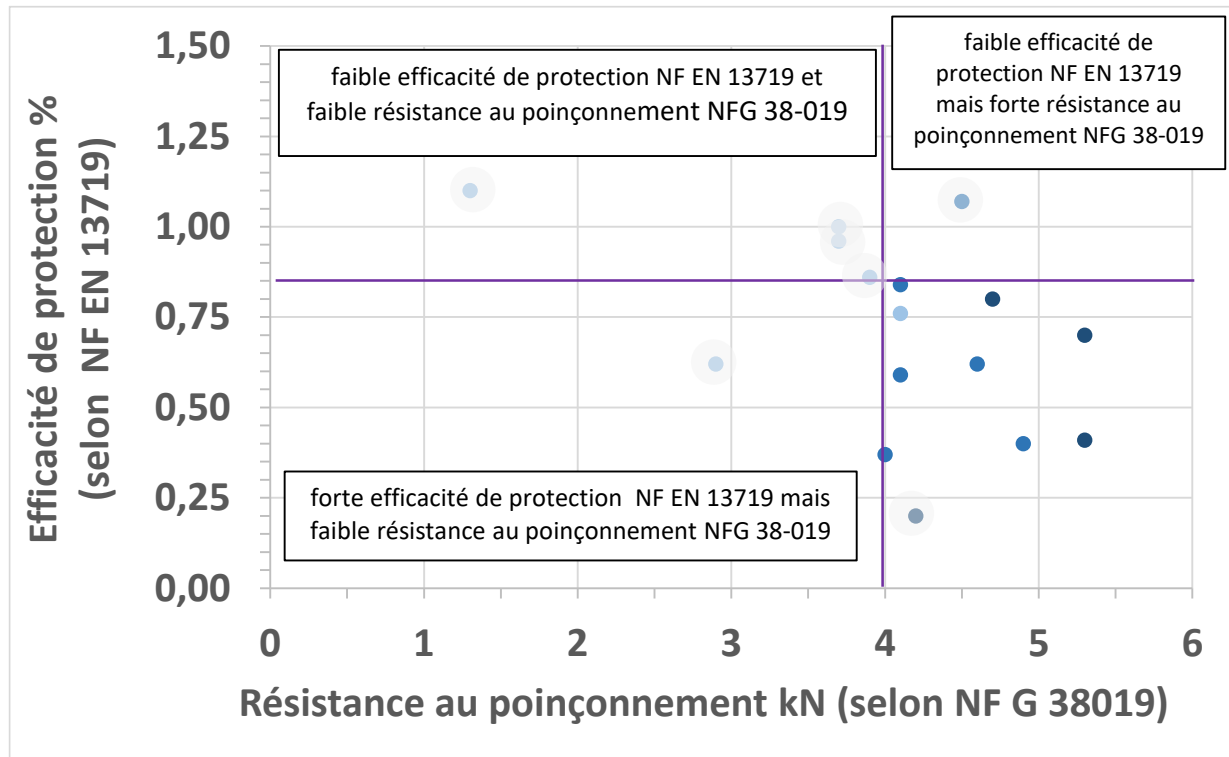


Figure 8. Efficacité de protection des géotextiles en fonction de la résistance au poinçonnement des géotextiles (pour une meilleure lisibilité, les produits qui ne respectent pas le critère d'une valeur inférieure ou égale à 5% mesurée à l'essai de performance ont leurs points entourés de gris)

Des deux Figures 6 et 7, il ressort que les deux paramètres résistance au poinçonnement et efficacité de protection sont à considérer pour dimensionner la fonction protection. Sur la Figure 8, les valeurs d'efficacité de protection et de résistance au poinçonnement ont été tracées sur le même graphique. Ce graphique fait ressortir la zone en bas à droite du graphique dans laquelle l'ensemble des produits de protection adéquate sont rassemblés. Cette zone identifiée par les valeurs de résistance au poinçonnement (4 kN) et d'efficacité de protection (0,85 %) qui sont ressorties comme valeurs limites pour obtenir une protection suffisante.

4. Conclusions

Cette étude expérimentale avait pour objectif de préciser les paramètres essentiels pour dimensionner la fonction protection dans l'application spécifique d'une géomembrane PEHD (2 mm dans le cadre de cette étude) installée en fond de casier d'ISD et surmontée par une couche de granulat grossier et une colonne de 30 m de déchets. Pour ce faire, un essai de performance a été développé et une vaste campagne expérimentale, impliquant 16 géosynthétiques de protection, a été réalisée. L'analyse des essais de performance a été réalisée en considérant la valeur de 5% de réduction d'épaisseur moyenne de la géomembrane comme critère qualifiant la fonction protection comme suffisante ou non. Il a été mis en évidence dans cette étude que la masse surfacique du géosynthétique de protection ne permettait pas d'être le paramètre dimensionnant pertinent. En revanche, le couple de paramètre résistance au poinçonnement (selon la norme NF G 38-019) et efficacité de protection (selon la norme NF EN 13719) était pertinent pour dimensionner cette fonction protection. Dans le cas de l'application considérée, il a été montré qu'une protection suffisante était apportée par un géotextile ayant une résistance au poinçonnement supérieure ou égale à 4 kN et une valeur d'efficacité de protection inférieure ou égale à 0,85%.

5. Remerciements

Les résultats de cette étude sont issus d'une campagne d'essais de performance initiée en septembre 2017 par le groupe de travail « poinçonnement » du CFG et qui s'est déroulée pendant deux ans. Cette campagne d'essais a été soutenue financièrement par le CFG, l'Asqual, Suez Recyclage et Valorisation France et plusieurs producteurs de géosynthétiques (Afitexinov, Dupont de Nemours, Enka Solutions, Fibertex, Huesker, Naue et Tencate Geosynthetics). Les auteurs de cette étude remercient particulièrement l'ensemble des membres du groupe de travail qui ont participé aux échanges ainsi que toutes les structures ayant contribué financièrement à cette étude. Une partie de cette étude se base sur des travaux préliminaires qui ont été menés dans le cadre du projet RESBA financé par l'Europe dans le cadre du programme INTERREG ALCOTRA. Enfin, Florian et Eva Del Grande sont particulièrement remerciés pour la réalisation de nombreux essais constituant cette étude.

6. Références bibliographiques

- AFNOR (2016) NF EN 13719 Géosynthétiques - Détermination de l'efficacité de protection à long terme des géosynthétiques en contact avec les géomembranes.
- AFNOR (1988) NF G38-019 Textiles – Articles à usages industriels – Essais des géotextiles : détermination de la résistance au poinçonnement.
- Aufrère A., Bloquet C., Budka A., Croissant D., Gallo, Girard H., Lussac F. (2009). Protection antipoinçonnement des géomembranes en installation de stockage de déchets : une procédure d'étude. Rencontres Géosynthétiques 2009, 329-338.
- Koerner R.M., Wilson-Fahmy R.F., Narejo D. (1996). Puncture protection of geomembranes: Part II: Experimental, Geosynthetics International, Vol 3, no 5, pp. 629-653.
- Shercliffe D.A. (1998). Designing with the cylinder test. Polluted and Marginal Land '98 , Forde, M.C., Editor, Engineering Technics Press, Proceedings of the Fifth International Conference on the Re-use of Contaminated Land and Landfills, Brunel University, London, UK, July 1998, pp. 527-533.

GÉOSYNTHÉTIQUES EN MILIEUX FLUVIAL ET MARITIME

CANAL SEINE NORD EUROPE : PRISE EN COMPTE D'ENJEUX EXCEPTIONNELS POUR LA CONCEPTION DU DISPOSITIF D'ÉTANCHÉITÉ

CANAL SEINE NORD EUROPE: TAKING INTO ACCOUNT SPECIFIC CHALLENGES FOR THE DESIGN OF THE LINING SYSTEM

Thierry GISBERT¹, Thierry MOLLIER², Gaëtan POTIÉ³, Benoît CORTIER⁴, Jean-Robert COURIVAUD⁵ et Thomas WOHLHUTER⁶

1 ARCADIS ESG, Paris, France

2 EGIS, Seyssins, France

3 SCSNE, Compiègne, France

4 SETEC HYDRATEC, Paris, France

5 EDF, Le Bourget du Lac, France

6 ARCADIS ESG, Saint-Herblain, France

RÉSUMÉ – Le Canal Seine-Nord Europe (CSNE) ouvrira en 2028. Long de 107 km, il permettra d'accueillir des bateaux d'une longueur allant jusqu'à 185 mètres. Les travaux débuteront en 2022. La conception des dispositifs d'étanchéité, en cours, prend en compte des enjeux exceptionnels tels que :

- la maîtrise des pertes par infiltrations, qui doivent rester inférieures à 0,62 m³/s pour l'ouvrage,
- la durée de vie attendue, qui doit être supérieure à 75 ans,
- le maintien en eau du canal pendant toute sa durée d'exploitation (pas de vidange programmée),
- les dimensions (profondeur 4,5 m et largeur 54 m) et la durée du chantier (plus de 5 ans),
- l'absence de retour d'expérience récent sur des canaux de telle ampleur.

Mots-clés : Canal, Etanchéité, Géomembranes, Durabilité, Protection

ABSTRACT – The « Canal Seine-Nord Europe » will open in 2028. With a length of 107 km, it will allow the navigation of ships up to 185 meters. The construction works will start in 2022. The design of the lining watertight systems, still in progress, considers the following exceptional key points:

- the infiltration flux must remain under 0,62 m³/s for the whole canal,
- the expected effective lifetime must reach at least 75 years,
- no emptying of the canal is forecasted during its whole period of operation,
- the dimensions (4,5 m depth and 54 m width) and the duration of the works (more than 5 years),
- the lack of any recent lessons learned from experience on such canals.

Keywords: Canal, Watertightness, Geomembranes, Lifetime, Protection

1. Présentation du Canal Seine-Nord Europe et des enjeux principaux

1.1. Contexte

Le Canal Seine-Nord Europe (CSNE), dont l'ouverture est prévue en 2028, reliera l'Oise au canal Dunkerque-Escaut, de Compiègne à Aubencheul-au-Bac, près de Cambrai, comme présenté sur la figure 1.

Il crée une offre alternative compétitive, face aux poids lourds, sur cet axe Nord-Sud où les marchandises circulent presque exclusivement par la route et permet de développer le débouché fluvial qui bénéficiera à tous les grands ports maritimes et fluviaux de la Seine à l'Escaut.

La réalisation du Canal Seine-Nord Europe permettra ainsi de bénéficier d'un effet "réseau", profitant directement aux bassins des Hauts-de-France et de la Seine. Il facilitera les échanges entre l'Europe du Nord et les ports de Dunkerque, le Havre et Rouen. Le Canal Seine-Nord Europe constituera ainsi un levier de développement économique important, notamment pour l'industrie agroalimentaire et les matériaux de construction.

Long de 107 km, il aura une profondeur d'eau de 4,5 m et une largeur en surface de 54 m. Ce canal, à grand gabarit européen, permettra d'accueillir des bateaux d'une longueur allant jusque 185 mètres et 11,40 mètres de large, pouvant contenir 4 400 tonnes de marchandises, soit l'équivalent de 220 camions. Sur les secteurs 2 à 5, situés les plus au Nord, l'avant-projet a été finalisé en décembre 2021

et les travaux débuteront en 2023, pour les travaux préparatoires, et 2024 pour les grands travaux. Ces secteurs sont :

- le secteur 2 allant de Noyon à Péronne (sud de la Somme),
- le secteur 3 allant de Péronne (nord de la Somme) à Ytres,
- le secteur 4 allant de Ytres à Aubencheul-au-Bac,
- le secteur 5 comprenant 5 écluses à grand gabarit et l'écluse de jonction avec le canal du nord,
- le secteur 6 comprenant le Pont Canal sur la Somme (1 330 m) et ses avant-ports.

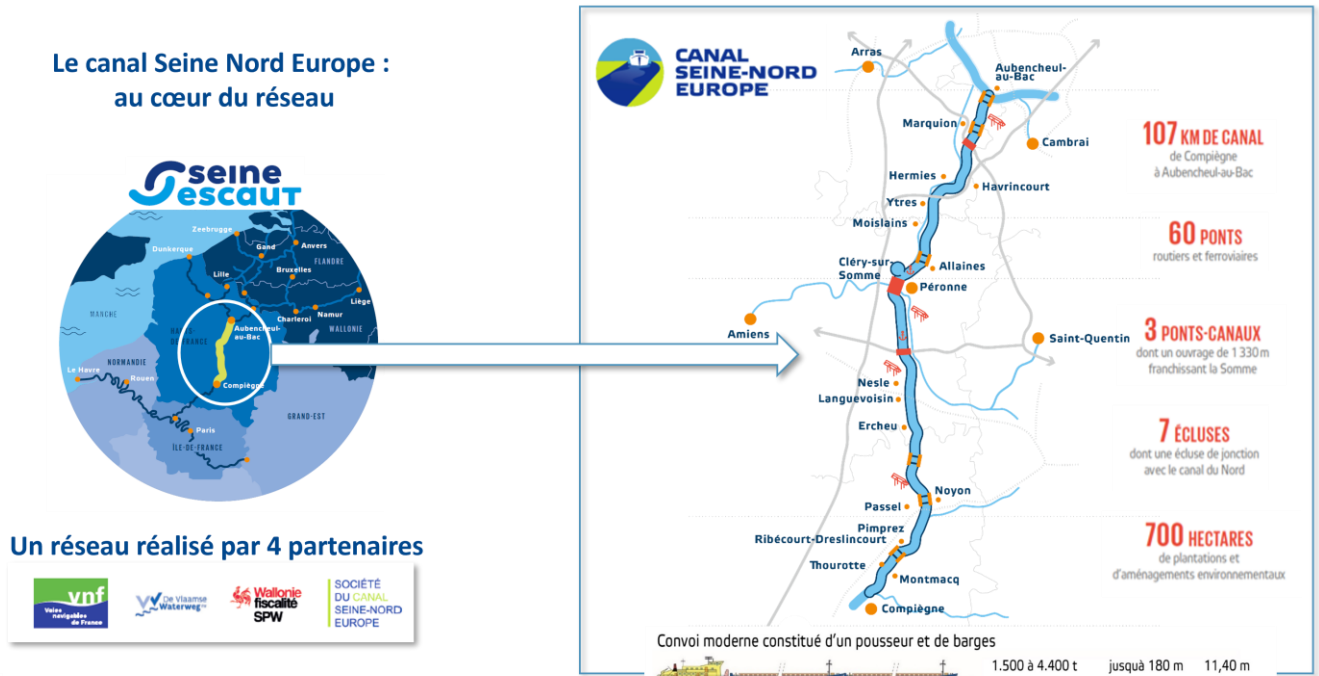


Figure 1. Tracé du Canal Seine Nord Europe et connexion avec les réseaux Seine et Escaut

Les enjeux exceptionnels liés aux dispositifs d'étanchéité du CSNE sont, notamment :

- le schéma d'approvisionnement en eau qui limite à 1,2 m³/s le prélèvement annuel moyen dans l'Oise. De cette alimentation, le programme définit des performances de perméabilité, qui doivent être telles que les pertes par infiltrations restent en deçà d'une valeur de 0,62 m³/s pour la totalité de l'ouvrage,
- la durée de vie attendue, supérieure à 75 ans,
- l'absence de vidanges complètes programmées,
- les dimensions et la durée du chantier,
- l'absence de retour d'expérience récent sur des canaux de telle ampleur.

1.2. Enjeux de cohérence : approche concertée pour la conception

Un groupe de travail concernant l'étanchéité a été constitué, regroupant les auteurs de cette publication, qui sont : les maîtres d'œuvre des secteurs 2, 3, 4 et écluses, le maître d'ouvrage et son assistant (AMO). L'objectif du groupe est, notamment, de définir des règles de conception communes et de favoriser la cohérence entre les secteurs en anticipant les difficultés liées aux interfaces. Les expériences complémentaires des membres du groupe de travail, acquises dans des disciplines différentes, telles que les grands barrages, les ouvrages hydrauliques, les terrassements routiers ou les installations de stockage de déchets, ont été sources de richesse, au-delà des premières difficultés culturelles qu'il aura fallu surmonter. À titre d'illustration, la première étape a consisté à redéfinir une terminologie commune, les mêmes mots tels que « auscultation », « renforcement » ou « drainage » ne recouvrant pas les mêmes concepts dans le monde des barrages et dans celui du stockage de déchets.

Des notes communes ont été produites et ont ensuite été déclinées par chaque maître d'œuvre pour son propre secteur. Elles couvrent les principes généraux de conception d'étanchéité et de protection.

Les difficultés qu'il aura fallu lever et les questions en suspens concernent :

- le manque de retour d'expérience sur l'utilisation des matériaux géosynthétiques pour la durée de vie attendue (75 ans) dans des ouvrages linéaires et d'importances similaires,
- le choix des conceptions adaptées aux situations en (grands) déblais et en (grands) remblais,
- l'adaptation de la conception aux exigences de développement durable dont la prise en compte du bilan carbone, de protection des nappes, de gestion optimisée des volumes de déblais et de contraintes d'exploitation,
- la conception de la protection de l'étanchéité, en plafond comme en talus, sous des sollicitations très singulières et peu documentées,
- les méthodes de contrôle pendant la pose ou à la réception,
- les dispositifs d'auscultation et de surveillance à mettre en place,
- la réparabilité et la maintenance,
- la cohérence et les raccordements entre les différentes solutions (définis ultérieurement).

Ces enjeux sont explicités dans la suite du document.

2. Manque de retour d'expérience récent en canaux et longue durée de vie

Le cahier des charges du Maître d'Ouvrage impose une durée de vie minimale de l'étanchéité de 75 ans, l'ouvrage étant prévu pour une durée de service supérieure à 100 ans, conformément à l'état de l'art sur les grands ouvrages de Génie Civil (barrages, tunnels) et en cohérence avec l'ampleur de l'investissement.

Dès lors, les retours d'expérience de ce type d'ouvrages ont été examinés. Le dernier grand canal navigué, le Canal du Nord, a été construit en France il y a plus de 50 ans en 1960. Le bief du canal de Niffer, plus petit, a quant à lui été réalisé dans les années 1990. De même, peu de sections importantes ont été réalisées en Europe récemment.

Soucieux de l'efficacité et de la performance attendue et en conformité avec les principes du Développement Durable, nous avons cependant fait le choix d'une conception faisant notamment appel aux matériaux géosynthétiques, bien qu'ils n'aient pas, stricto-sensu, un retour d'expérience si important. Pour cela, les études réalisées sur le vieillissement des matériaux géosynthétiques ont été déterminantes ; les mécanismes de vieillissement, notamment des géosynthétiques bentonitiques et des géomembranes PVC-P et bitumineuses élastomères y sont bien identifiés (Bannour et al., 2013 ; Benchet et al., 2011 ; Bory et al., 2019 ; Cazzuffi et al., 2011 ; Touze-Foltz et al., 2011 et 2015).

Ces études nous ont permis de vérifier que ces géosynthétiques, dès lors qu'ils sont formulés et fabriqués rigoureusement et que la conception et la mise en œuvre sont pertinentes, se comporteront de manière satisfaisante pendant la durée de service. Le choix final des produits géosynthétiques devra faire l'objet de discussions et de l'implication des fabricants et des applicateurs.

Les solutions naturelles à base de limons, traités ou non à la bentonite, ont également été étudiées et validées par le biais d'une étude dédiée en laboratoire et sur le terrain. Elles seront donc également utilisées sur le tracé et permettront la réutilisation, en étanchéité en plafond, d'une partie des matériaux de déblais.

Enfin, les bétons bitumineux seront également utilisés sur les secteurs 2 et 4 où de grands linéaires rectilignes et continus permettent d'utiliser cette solution industrialisée. Les enrobés pourront être mis en œuvre en talus, en combinaison avec les limons utilisés en plafond, une géomembrane bitumineuse assurant la jonction.

3. Les grands principes de conception selon les configurations (déblais et remblais)

Le programme fonctionnel du CSNE fixe un débit de prélèvement maximum annuel moyen de 1,2 m³/s entre les écluses de Noyon et d'Oisy-le-Verger, ce qui correspond à un facteur de sécurité proche de 1,2 dès lors que la conductivité hydraulique attendue doit être au moins équivalente à celle d'une couche de 40 cm d'épaisseur à $k < 10^{-8}$ m/s.

Pour couvrir l'ensemble de ces incertitudes, aléas et difficultés, nous avons retenu, au stade de la conception, une solution de performance au moins équivalente à une couche d'étanchéité de 40 cm et de conductivité hydraulique de 10^{-9} m/s.

Le débit de fuite maximal admissible à la mise en eau étant établi pour la totalité du linéaire, il sera nécessaire de le répartir sur chaque tronçon de l'ouvrage, en prenant notamment en compte leur longueur.

Il est admis que les linéaires de section courante pour lesquels le niveau moyen de la nappe sera supérieur au niveau normal de navigation du canal ne feront pas partie des tronçons pour lesquels un débit de fuite maximal admissible sera déterminé. Dans ces tronçons, la structure d'étanchéité devra néanmoins permettre de limiter les échanges entre la nappe et le canal.

Sur chaque tronçon les configurations de conception ont pris en compte :

- l'existence d'un classement réglementaire du remblai ou d'un risque résiduel inacceptable conséquence d'un défaut d'étanchéité (exemple : risque d'instabilité) : dans ce cas, la mise en place d'un dispositif d'auscultation et d'alerte est nécessaire ;
- la profondeur de la nappe et la conductivité hydraulique du substratum sous le dispositif d'étanchéité ;
- les situations pour lesquelles la mise en place d'un dispositif d'auscultation et d'alerte n'est pas nécessaire, si l'ensemble des situations suivantes sont réunies :
 - l'ouvrage n'est pas classé ;
 - aucun risque résiduel inacceptable n'est identifié ;
 - la profondeur de la nappe et la conductivité hydraulique du substratum ne sont pas de nature à générer un débit de fuite supérieur à l'objectif.

Les sections courantes du CSNE peuvent être découpées en tronçons de configuration homogène vis-à-vis des enjeux et de la conception. Les différents types de configuration suivants sont proposés pour prendre en compte les différentes géométries et leur environnement :

- Type 1 : Grands remblais. Hauteur entre la crête du remblai et le TN (Terrain Naturel) ≥ 20 m ou Hauteur entre le plafond et le TN ≥ 14 m.
- Type 2 : Moyens remblais. Tous les remblais avec hauteur entre le plafond et le TN comprise entre 14 m et 2 m.
- Type 3 : Petits remblais. Tous les remblais avec hauteur du plafond par rapport au TN inférieure à 2 m. Pour ce type d'ouvrages, le plafond du canal est très proche du TN pouvant conduire à des dispositions constructives spécifiques.
- Type 4 : Profil mixte. Hauteur entre la crête du remblai et le TN < 5 m. Le plafond du canal est situé au-dessus du niveau moyen de la nappe.
- Type 5 : Déblais. Tronçons de canal entièrement en déblai avec plafond situé entre -5 m et -16 m/TN
 - 5a : plafond situé au-dessus du niveau moyen de la nappe et dans des formations perméables ;
 - 5b : plafond situé au-dessous du niveau moyen de la nappe ou sur des formations peu perméables d'épaisseur suffisante.
- Type 6 : Grands déblais avec plafond situé à plus de 16 m de profondeur
 - 6a : plafond situé au-dessus du niveau moyen de la nappe et dans des formations perméables ;
 - 6b : plafond situé au-dessous du niveau maximum historique de la nappe ou sur des formations peu perméables d'épaisseur suffisante.

La figure 2 schématise la démarche de choix des solutions en fonction du type de configuration.

4. Mise en application des principes du Développement Durable dans la conception

Le projet est réalisé selon une démarche d'écoconception, pour optimiser la performance environnementale du projet.

Cette démarche se mesure à partir d'indicateurs précis tels que les emprises sur les zones boisées, le nombre d'espèces protégées, l'impact climatique, etc.

Ces impacts seront réduits autant que possible et feront l'objet de compensations travaillées avec les territoires. Sur l'ensemble du projet, ce sont environ 700 ha de compensations écologiques qui sont prévus via la conservation, la restauration et la création de zones humides (ouvertes ou boisées), de milieux ouverts secs et de boisements.

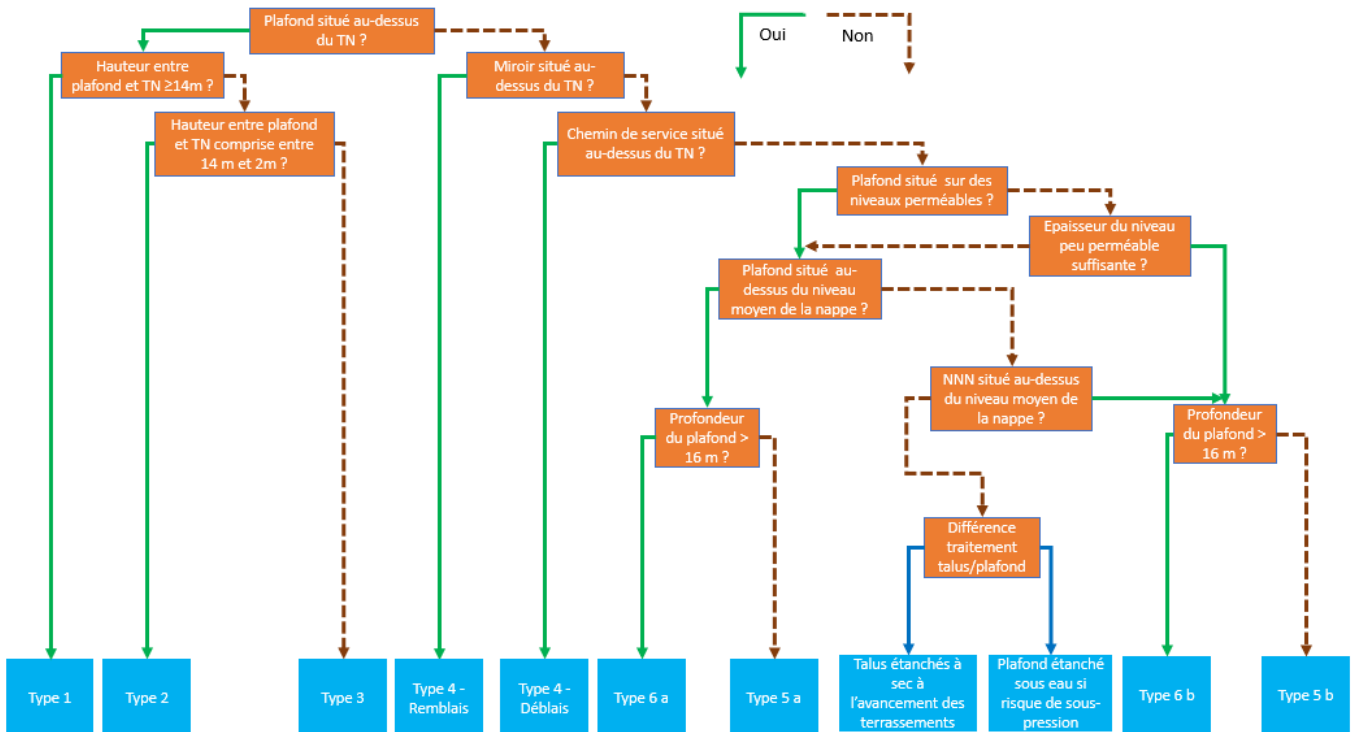


Figure 2. Logigramme pour la définition des types de configuration

Le Maître d’Ouvrage ambitionne la création d’un canal vivant mais frugal, s’intégrant harmonieusement dans les paysages qu’il traverse et dessert, et respectueux de l’environnement et des milieux aquatiques :

- le projet comprend ainsi des aménagements écologiques spécifiques dont 25 km de berges lagunées et 17 hectares d’annexes hydrauliques. Ils permettent le développement de différentes espèces animales et végétales et jouent le rôle de « poumon vert » du canal ;
- en matière d’environnement et d’énergie, il est bien entendu que la réutilisation des matériaux du site est une priorité, sachant que l’ouvrage est très excédentaire en déblais. Des zones de dépôt provisoire et/ou définitif seront spécifiquement aménagées. Les solutions de réalisation des étanchéités et des protections favoriseront la réutilisation des matériaux du site dans la mesure où ils permettent d’atteindre les performances ;
- la conception des ouvrages respecte l’harmonie avec l’architecture des ouvrages existants. Les caractéristiques architecturales et paysagères qui régiront la réalisation du canal tiennent compte des spécificités locales. Elles feront l’objet d’une concertation avec les populations ;
- en ce qui concerne les nappes, les études hydrogéologiques réalisées ont permis de définir des perméabilités à rechercher afin de limiter les échanges entre le canal et les nappes. S’il paraît évident de rechercher des solutions limitant les échanges d’eau entre le canal et les nappes à des fins de performance, l’inverse est également vrai car le maintien du niveau des nappes est requis pour préserver la qualité des ressources en eau (forages AEP ou agricoles) et la bonne fonctionnalité des zones humides ;
- en complément, le Bilan Carbone du projet a été réalisé et sera mis à jour régulièrement : il constitue un critère de choix des matériaux et des solutions retenus.

Ces exigences sont intégrées dans la conception des dispositifs d’étanchéité.

5. Exemples de solutions retenues au stade de l'avant-projet

Les figures suivantes présentent deux exemples de conceptions qui illustrent la réutilisation des matériaux du site (figures 3 et 4) et l'usage de bétons bitumineux (figure 4).

Sur la figure 3 est présentée une coupe type du dispositif d'étanchéité et de protection d'un tronçon de section courante du canal en remblai, présentant notamment un enjeu important en matière de sécurité publique. Les déblais de terrassements sont réemployés à la fois dans la structure d'étanchéité, en plafond, et dans la structure de protection, en talus, sans pénaliser le bilan déblais-remblais, puisque ces matériaux participent à la géométrie de l'ouvrage. En plafond, cette coupe fait figurer le réemploi de matériaux Limoneux d'Étanchéité de Sécurité (LES) en association avec une géomembrane, assurant le rôle d'étanchéité de performance, en application du concept d'étanchéité combinée. Cette structure est surmontée d'une couche de craie traitée assurant le rôle de protection mécanique. En talus, le concept d'étanchéité combinée est également décliné, mais fait appel à un Géosynthétique Bentonitique (GSB) calcique à la place de la couche de LES, qui a été considérée plus difficile à mettre en œuvre en talus en interface avec les remblais courants. La protection de l'étanchéité en talus est assurée par une couche de limons traités aux liants sur une épaisseur horizontale de 2,5 m environ, correspondant à la largeur minimale de travail des engins de chantier et à l'épaisseur considérée comme suffisante pour protéger l'étanchéité d'un choc de bateau (épaisseur orthogonale au talus voisine de 1 m).

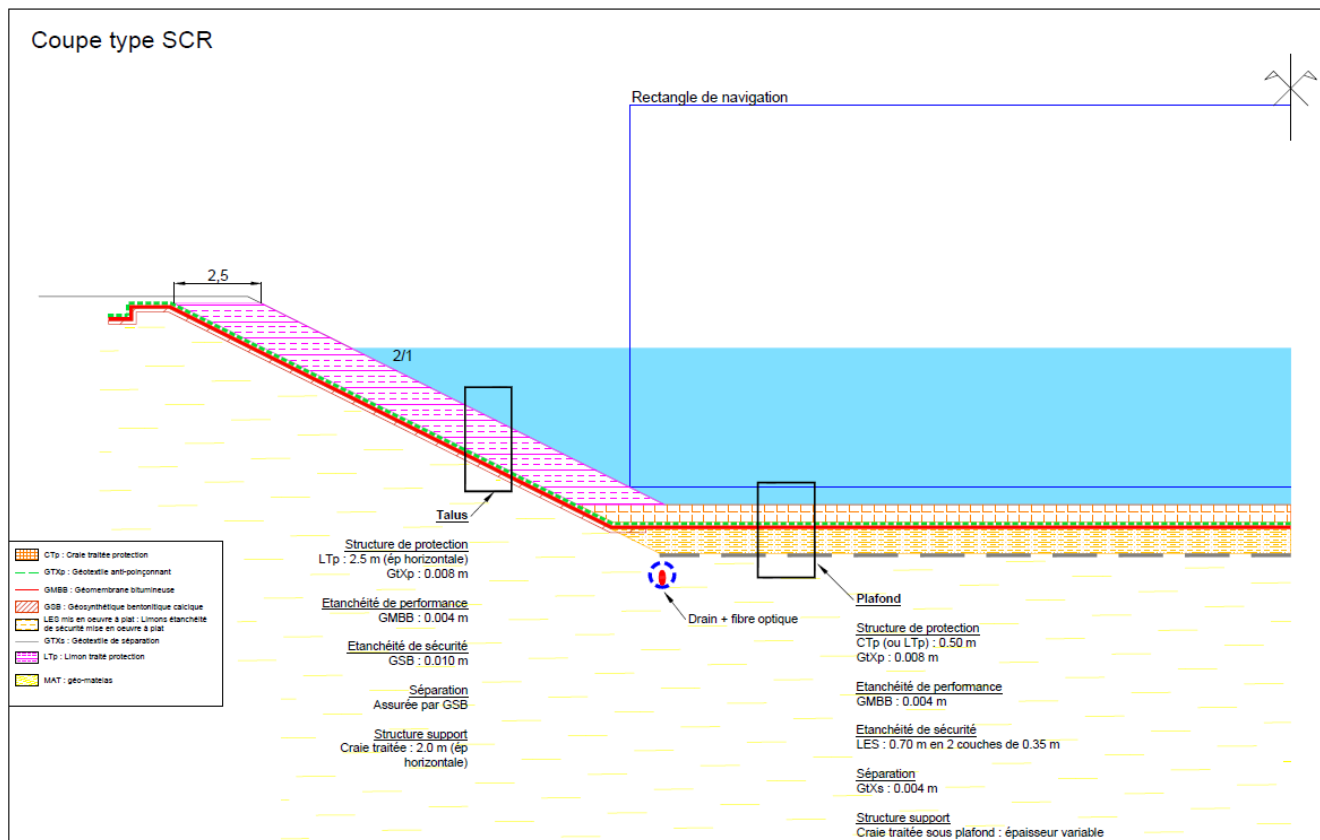


Figure 3. Exemple de dispositif d'étanchéité combinée (d'après AVP secteur 3)

Sur la figure 4 est présentée une coupe type du dispositif d'étanchéité et de protection d'un tronçon de section courante (remblai/profil mixte ou déblai) du canal, à base de béton bitumineux (BB semi grenu en couche de base ; BB étanche 6 cm et Grave Bitume de 10 cm en protection).

En plafond, la 2^{ème} partie de la coupe fait figurer la solution d'étanchéité à base de limons de type A1 (avec ajout de bentonite) ou A2, surmontée d'une couche de limons traités à la chaux et au ciment.

Cela permet d'économiser en termes d'approvisionnement de matériaux et de privilégier le réemploi des matériaux de déblais. Cette solution (plus épaisse que la solution BB) présente des limites économiques en zone de déblai. En talus, le concept d'étanchéité demeure en béton bitumineux pour résister aux sollicitations liées au battillage ; d'autres solutions sont également examinées. Le raccord entre les limons de plafond et le béton bitumineux de talus est assuré à l'aide d'une géomembrane bitumineuse.

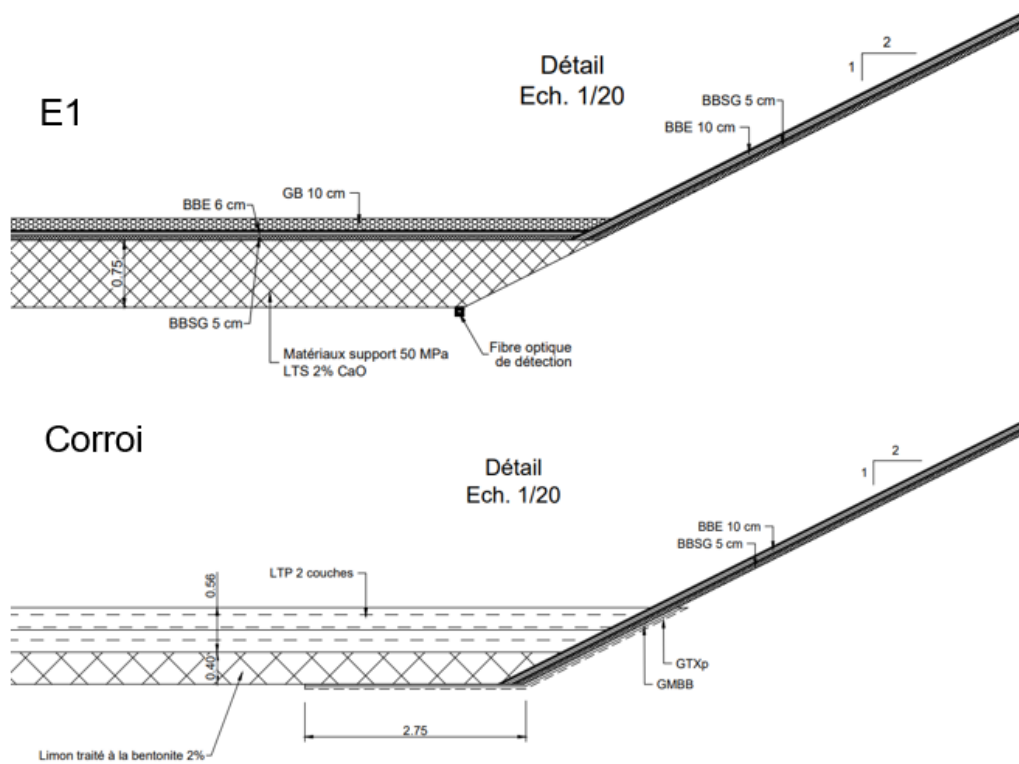


Figure 4. Exemples de dispositif d'étanchéité en enrobés E1 ou en limons avec géomembrane d'interface

6. Conception de la protection

Le traitement des sols est une technique maîtrisée dans le domaine des grandes infrastructures linéaires depuis plusieurs décennies. Elle a été mise au point dans le domaine des terrassements routiers puis a été étendue à d'autres domaines : plateformes, voies ferrées, chaussées et ouvrages hydrauliques. Dans le cadre du CSNE, le traitement des sols est envisagé pour la constitution des structures d'étanchéité (cas des étanchéités combinées) comme pour leur protection.

Si, dans le domaine routier, la couche traitée est généralement seule, avec des objectifs de performances normalisés en fond de couche, les spécificités pour le CSNE sont :

- la mise en œuvre en plusieurs couches qui doivent être parfaitement jointes ;
- l'absence de performance normalisée et de retour d'expérience dans un tel contexte ;
- des performances à définir en partie supérieure de couche, permettant de résister aux courants liés à la navigation et aux chutes d'ancres, notamment ;
- la partie supérieure de la couche en contact permanent avec l'eau du canal.

Les épaisseurs de couches de protection en sols traités en plafond peuvent être réduites aisément car il s'agit de mettre en œuvre des couches horizontales. Cependant, en talus, ces épaisseurs restent à définir en fonction de la technique de mise en œuvre : couches horizontales potentiellement épaisses et retaillées ou régalez sur le talus en couches minces.

Pour tester ces dispositions et aider à la conception, le Maître d'ouvrage a lancé un marché d'essai de corroi d'étanchéité (couche d'étanchéité et couche de protection) utilisant les limons et la craie disponibles sur site. Ce marché a été décomposé en plusieurs étapes :

1. prélèvement et identification des matériaux limoneux, silteux ou argileux, crayeux et, en parallèle, examen des études existantes sur les limons traités ;
2. essais en laboratoire de traitement de ces matériaux avec ajouts de bentonite, kaolinite et liants hydrauliques avec ou sans chaux, pour simuler les conditions de chantier ;
3. réalisation de planches d'essais in situ en avancement progressif :
 - a. étanchéité sur limons argileux, avec variation de l'épaisseur et de la teneur en chaux,
 - b. étanchéité sur limons silteux,

- c. protection en limons et en craie traités aux liants hydrauliques ;
- 4. réalisation de ces mêmes natures de couches en limons sur talus, en parallèle à la pente ;
- 5. réalisation de digues périphériques pour former des bassins ;
- 6. mise en eau pour vérifier le comportement dans le temps.

Les résultats obtenus confirment le bon comportement des limons A1 et A2 :

- traités à la bentonite seule, si nécessaire, en couche d'étanchéité,
- traités aux liants hydrauliques en couche de protection, celle-ci pouvant également être réalisée en craie traitée aux liants.

Le groupe de travail a analysé les actions liées à la navigation et l'intensité des sollicitations correspondantes sur le dispositif d'étanchéité : elles sont résumées dans le tableau 1.

Tableau 1. Sollicitations liées à la navigation et permettant le dimensionnement de la protection

Actions	Intensité de la sollicitation
Jets d'hélice/propulseur d'étrave en talus	Faible à important
Jet d'hélice au plafond en navigation	Faible
Jet d'hélice au plafond au démarrage	Important si pas d'approfondissement
Batillage	Important
Impact des mouvements des Ducs d'Albe sur l'étanchéité	Faible
Collisions de navires avec le talus	Énorme
Jets d'étraves en talus avec dégâts visibles	Important
Chute d'ancre en plafond	Important
Chute d'objet lourd et non flottant	Important
Chute de container	Faible
Naufrage	Important
Chocs sur GC vertical ayant un impact sur l'étanchéité	Faible à important

À partir de ces sollicitations, plusieurs solutions de protection ont été proposées, en fonction des zones concernées ; elles comprennent :

- 50 à 100 cm de limons ou de craie traités,
- 10 cm d'enrobé bitumineux,
- 70 cm d'enrochements ou gabions,
- un matelas en géosynthétiques remplis de béton, de 20 cm d'épaisseur.

7. Contrôle à la pose et à la réception

Les géosynthétiques d'étanchéité et les couches de matériaux naturels traitées afin d'assurer une fonction d'étanchéité seront contrôlés pendant la mise en œuvre par les méthodes classiques de l'état de l'art : mesures in situ de perméabilité complétées, le cas échéant, de techniques géophysiques, pour les couches en matériaux traités et de contrôles de soudures en partie courante (tels que décrits dans le fascicule n°10 du CFG) pour les géosynthétiques.

Les contrôles réalisés après la mise en œuvre des géomembranes (voir figure 5) seront répartis notamment entre :

- l'« Arc Tester » ou Arc électrique, (ASTM D7953), adapté au contrôle électrique de géomembrane sèche et propre,
- l'AquaTT® (ASTM D7002) ou flaque d'eau, adapté aux géomembranes humides/ sales,
- la cloche à vide, le cas échéant.



Figure 5. Méthodes de l'arc électrique, de la flaqué d'eau et de la cloche à vide, de gauche à droite (in Cazeaux et al, 2022)

Les modalités du contrôle de réception à la mise en eau sont encore à l'étude. Les contrôles permanents en phase d'exploitation sont présentés dans le chapitre suivant.

8. Méthodes d'auscultation et surveillance pendant le service

L'objectif de détection des fuites est de permettre une intervention de réparation ciblée, en cas de pertes par infiltration excessives, mais la robustesse des conceptions proposées reste l'orientation privilégiée pour limiter au maximum les interventions.

Dans les secteurs en remblai intéressant la sécurité publique, un système de drainage doit permettre de collecter et mesurer les fuites excessives provenant du canal, le cas échéant. Ces fuites peuvent être collectées par un dispositif de drainage situé sous le dispositif d'étanchéité dont l'exutoire est un fossé drainant situé le long du pied du parement côté val du remblai. Des équipements de mesure de ces débits de drainage sont disposés régulièrement.

Le suivi du comportement hydraulique des secteurs en remblai est complété par des mesures piézométriques qui permettent de surveiller le niveau d'eau dans le remblai et sa fondation.

La localisation des fuites peut être assurée par un système de détection de fuites, par fibre optique ou par dispositif électrique permanent, installé dans les secteurs où le risque est le plus critique : joints longitudinaux entre plafond et talus, zones de jonction entre dispositifs d'étanchéité différents, zones de raccordements aux éléments rigides, etc. Afin d'illustrer de telles jonctions à risques, la figure 6 présente un exemple de raccordement aux ducs d'Albe.

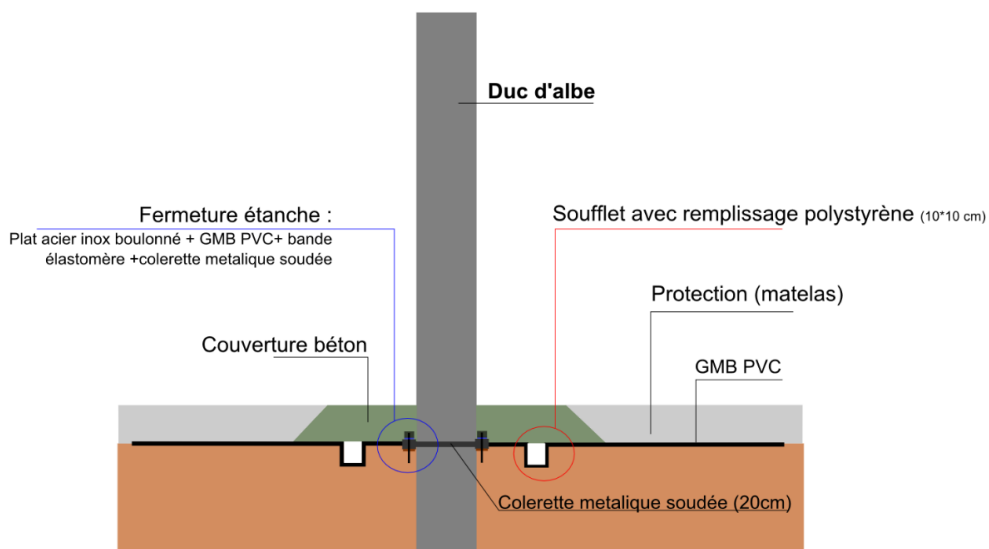


Figure 6. Détail de raccordement aux Ducs d'Albe

La détection des fuites par fibre optique repose sur la mesure active de température par fibre optique, sur le principe de la thermométrie à effet Raman. L'interprétation repose simplement sur la comparaison des valeurs de variation de température entre états du canal (plein/vide, rénové/ancien). Le rayon de détection des fuites autour du câble optique, à l'aide de cette méthode, est de l'ordre de 15 à 20 cm. Plus de détails sont disponibles dans Guidoux et al. (2018). La détection de fuites par la méthode électrique de contrôle de longue durée, permet une surveillance continue des ouvrages étanchés par géomembrane. Le procédé, utilisant des capteurs placés au droit de la géomembrane (système multi sensor), est présenté dans Weiss et Geutebrück (2014).

9. Conclusions

Le canal Seine-Nord Europe, dont l'ouverture est prévue en 2028, présente des caractéristiques et des enjeux exceptionnels liés, entre autres, à la performance et la robustesse des dispositifs d'étanchéité, à leur durée de vie attendue et au mode d'exploitation du Canal. Confrontés au manque d'expérience récente concernant des canaux d'une telle ampleur et d'une si longue durée de vie, le Maître d'Ouvrage, son assistant et les Maîtres d'œuvre des différents secteurs, se sont fédérés au sein d'un groupe de travail, afin de définir des principes communs pour la conception de la structure d'étanchéité.

Une fois validés, ces principes ont ensuite été déclinés pour chaque secteur et tronçon du canal, afin d'aboutir à l'avant-projet.

La prise en compte des enjeux du Développement Durable a guidé la conception, notamment par la prise en compte du bilan carbone, la volonté de réutilisation des déblais et la préservation de la biodiversité au travers de l'exigence d'un « canal vivant ».

Cette conception de grande ampleur intègre de nombreux matériaux géosynthétiques, dont les fonctions variées permettent de répondre à la plupart des défis posés.

10. Références bibliographiques

- ASTM D7002 Standard Practice for Electrical Leak Location on Exposed Geomembranes Using the Water Puddle Method
- ASTM D7953 Standard Practice for Electrical Leak Location on Exposed Geomembranes Using the Arc Testing Method
- Bannour H., Touze-Foltz N., Gisbert T. (2013). Débits dans une étanchéité composite géomembrane bitumineuse / géosynthétique bentonitique. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2013*, 229-238.
- Benchet R., Herisson C., Gerbaud F., Croissant D., Grivaud S. (2011). Étude sur la durabilité des géomembranes en bitume élastomère exposées sur site depuis 6 à 30 ans. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2011*, 395-404.
- Bory O., Delorme F., Tireau J., Taillade F., Vaschetti G. (2019). Retour d'expérience sur l'état de la géomembrane PVC-P du Chambon après 20 ans d'exploitation et de suivi. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2019*, 259-270.
- Cazeaux F., Gisbert T., Minet M., Froissard P., Mention J. (2022 – accepté à paraître). Essorage de boues en tubes géosynthétiques et création de deux alvéoles pour leur entreposage réversible. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2021-2022*.
- Cazzuffi D., Giroud J.P., Scuero A., Vaschetti G. (2011). Emploi des géomembranes dans les barrages : 50 ans de différentes applications dans le monde. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2011*, 11-32.
- CFG. (2017). Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéité par géomembranes. *Comité Français des Géosynthétiques, Fascicule n°10*.
- Guidoux C., Courivaud J.R., Dubié F. et Speisser V. (2018). Exploitation d'un système d'auscultation incluant une surveillance par fibre optique des digues du Rhin entre Strasbourg et Iffezheim. *Actes du colloque CFBR « méthodes et techniques innovantes dans la maintenance et la réhabilitation des barrages et des digues », Chambéry*.
- Touze-Foltz N., Croissant D., Farcas F., Royet P. (2011). Performance hydraulique à long terme des géomembranes en bitume oxydé exposées et recouvertes. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2011*, 349-356.
- Touze-Foltz N., Farcas F., Benchet R. (2015). Évaluation du vieillissement de deux géomembranes bitumineuses de différentes natures après 15 ans en service. *Actes, Rencontres Géosynthétiques 2015*, 417-426.
- Weiss B., Geutebrück E. (2014). Next generation leak location in HDPE liners in landfills and other facilities of environmental risk. *Actes, 10th ICG, Berlin*.

LES SYSTÈMES DE FILTRATION GÉOTEXTILE DANS LA PROTECTION CONTRE L'ÉROSION CÔTIÈRE – RETOUR D'EXPÉRIENCES

GEOTEXTILE FILTRATION SYSTEMS IN MARINE EROSION CONTROL PROTECTION – DESIGN CASE STUDY

Ricardo SANCHEZ PEREZ
TenCate Geosynthetics, Bezons, France
ESTP PARIS – Universidad Politécnica de Valencia

RÉSUMÉ – Les applications des géotextiles non tissés continuent à évoluer au fur et à mesure que ceux-ci se développent industriellement en améliorant leurs propriétés mécaniques et hydrauliques. Cet article a comme objectif de faire un retour d'expériences sur 20 ans d'application des géotextiles de filtration sur des ouvrages marins comme protection contre l'érosion. En même temps, on analysera comment ce retour d'expériences nous permet de dimensionner actuellement nos solutions et comment interpréter les avantages apportés par ces solutions en montrant des cas réels et récents d'applications.

Mots-clés : géotextile, non-tissé, filtration, érosion côtière

ABSTRACT – The practical applications of non-woven geotextiles continue to evolve as they industrially develop improving their mechanical and hydraulic properties. This article aims to provide feedback on more than 20 years using filtration non-woven geotextiles in marine applications for erosion control. We will also analyze how this feedback and the theory behind it allows us to design solutions today

Keywords: geotextile, non-woven, filtration, erosion control

1. Introduction

Dans le cadre de l'utilisation de géotextiles comme mécanisme de filtration, la finesse de la structure en filaments continus des géotextiles non-tissés facilite la création de filtres granulaires dans les premières couches de filaments à proximité de l'interface avec le sol. Le comportement du géotextile face à ce type de situation est déterminé par des caractéristiques comme le nombre de constriction et l'ouverture de filtration. Dans l'article, on analyse comment on définit ces paramètres en fonction des performances souhaitées dans l'application et on étudie comment ils jouent un rôle déterminant dans la rétention et la stabilisation du squelette du sol en surface afin de garantir la constitution d'un filtre granulaire stable sans colmatage interne.

Le principe de dimensionnement est principalement basé sur le retour d'expérience. De ce fait, cette connaissance sur les ouvrages anciens et nouveaux est très importante. L'article propose un principe de dimensionnement ainsi que sa base théorique.

L'article présente également l'utilisation des géotextiles de filtration sur un ouvrage récemment réalisé à Saly (Sénégal) en 2019. La région, fortement impactée par l'érosion côtière, cherchait des solutions afin de protéger les plages dans un secteur très touristique. La solution retenue a été de réaliser sous l'enrochement un filtre en géotextile qui a stabilisé l'ouvrage et ainsi participé au succès de ce projet.

1.1. Les systèmes de filtration granulaires et géotextiles

Les géotextiles de filtration sont aujourd'hui (et depuis plus de 20 ans) utilisés dans la technique de création de filtres granulaires. Ces filtres granulaires sont largement utilisés dans des ouvrages hydrauliques de stockage comme bassins et barrages ainsi que dans des ouvrages maritimes où les contraintes hydrodynamiques sont plus défavorables pour l'ouvrage.

La technique des filtres granulaires a comme objectif de créer artificiellement un auto-filtre granulaire en superposant des couches de sol de granulométrie croissante (Figure 1). Les épaisseurs de ces couches varient en fonction de sa granulométrie. La nécessité d'utiliser des matériaux de carrière précis ainsi que

d'une mise en œuvre assez complexe, rendent ces techniques très coûteuses. De ce fait, la recherche et développement de l'utilisation de géotextiles pour ces applications est devenu indispensable.

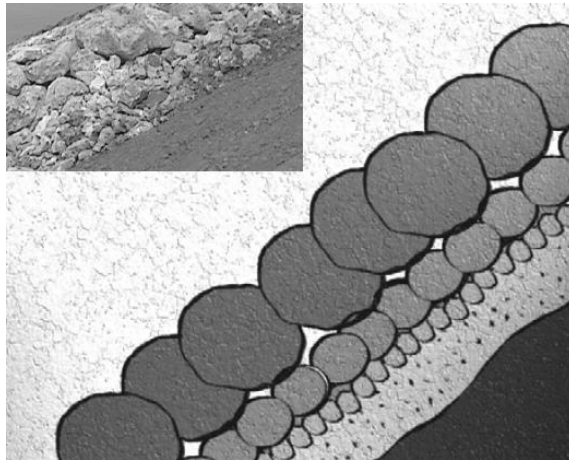


Figure 1. Auto-filtre granulaire naturel

Les solutions de géotextiles de filtration permettent l'achèvement du filtre en remplacement d'une solution « traditionnelle » en diminuant les coûts et en facilitant grandement la mise en œuvre.

Les avantages de réussir avec un tel type de solution résume les avantages généraux des géosynthétiques. L'utilisation d'un produit synthétique qui a été dimensionné pour une certaine application, au lieu d'un produit naturel, permet de réaliser l'ouvrage avec une fiabilité et une régularité certifiée. Dans une production industrielle, nous sommes capables de mesurer et homogénéiser les caractéristiques de performance d'un produit pour les orienter vers notre objectif, ce que nous ne pouvons pas faire avec les matériaux traditionnels.

En plus, en comparaison avec les matériaux de carrière qui deviennent de plus en plus rares, les géotextiles présentent des solutions techniques moins coûteuses en temps ainsi qu'en mise en œuvre.

Même si on pourrait penser (et la question est souvent posée) que le fait d'utiliser des matériaux synthétiques (principalement dérivés du pétrole) au lieu de matériaux naturels va contre nos objectifs de développement durable en tant que société, la réduction des volumes de terrassement, transport et extraction de carrières par l'utilisation de géotextiles, font que l'empreinte carbone des solutions géotextiles/géosynthétiques est largement inférieure que celle des solutions naturelles. Nous ne développerons pas ce point, qui n'est pas l'objectif de l'article, mais c'est un point important à signaler étant le sujet d'actualité.

1.2 Principe de système de filtration géotextile sur un sol naturel

Les sols naturels contiennent une grande partie de vides entre les grains des sols. La circulation d'eau peut créer une déstabilisation des particules qui sont principalement situées à l'interface avec l'extérieur. Pour éviter cette situation, comme on a vu dans le point précédent, nous pouvons utiliser un système de filtration géotextile comme montré sur la Figure 2.

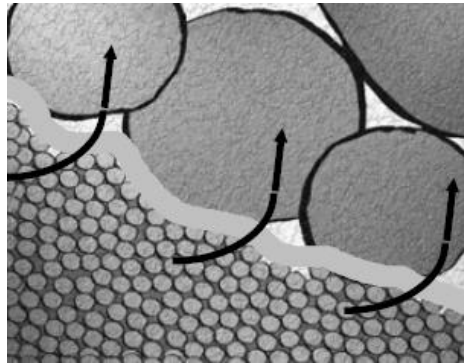


Figure 2. Système de filtration géotextile

Cette séparation permet de laisser libre la circulation d'eau en permettant de retenir le squelette de sol même avec l'écoulement de l'eau à travers du filtre.

Cette application reste très intéressante, cependant, il convient de mentionner le phénomène du colmatage, ce qui peut réduire l'efficacité du filtre. Afin d'éviter le colmatage du géotextile, ce qui pourrait entamer une réduction importante des performances hydrauliques du filtre géotextile, il est important que ce dernier puisse laisser passer les particules très fines qui se déplacent avec l'eau tout en garantissant que le squelette du sol garde sa forme.

La figure 3 montre comment le sol en contact avec le système de géotextile de filtration forme des voûtes naturelles avec l'écoulement d'eau. On voit comment le filtre laisse passer les fines particules instables pour éviter le colmatage tout en garantissant la perméabilité dans le long terme.

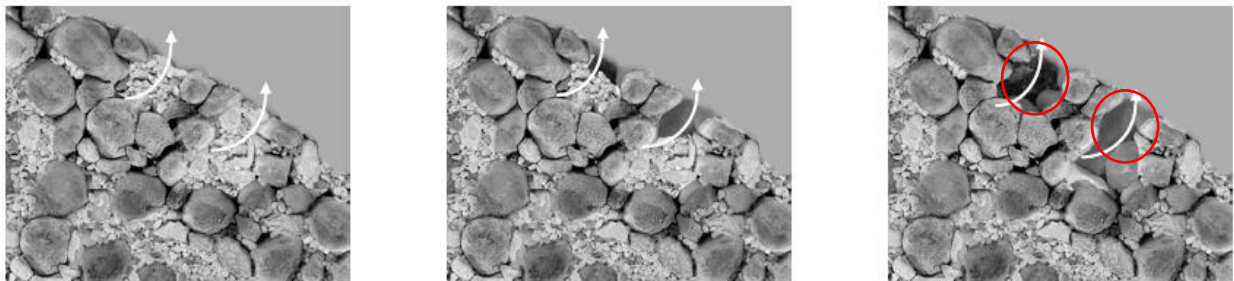


Figure 3. Formation de voûtes naturelles

On pourrait penser que la solution à cette problématique est simple, et en théorie elle est effectivement simple. Il faut juste s'assurer que l'ouverture de filtration soit seulement légèrement supérieure à la taille des particules les plus fines. Néanmoins, assurer cette ouverture de filtration dans un géotextile non-tissé n'est pas si simple. De ce fait, beaucoup d'études de recherche et développement ont été réalisées afin de pouvoir déterminer quelles sont les caractéristiques qui déterminent l'aptitude à un géotextile à garantir ces performances. Nous pouvons nommer ici par exemple Ph. Delmas, O. Artières et J.P. Giroud qui ont fait un énorme travail de recherche.

2. Base théorique – nombre de constrictions

La caractéristique la plus déterminante, qui a permis d'évoluer dans ce sujet, a été ce qu'on appelle le nombre de constrictions. Les résultats des études de recherche ont conclu ce qui suit :

- le nombre minimal de constrictions permet une homogénéité de l'ouverture de filtration pour éviter le colmatage par les fines en suspension.
- le nombre maximal de constrictions évite le colmatage interne par destabilisation du squelette.

Mais que représentent ces constrictions et comment peut-on arriver à déterminer dans quel intervalle de valeurs on doit se placer ?

J.P.Giroud a établi un modèle théorique qui permet de calculer les ouvertures de filtration minimale et maximale à partir des paramètres structuraux des produits. Avec des essais réels sur les produits, ce modèle a pu être validé.

Selon ce modèle, l'ouverture de filtration dépend des 4 paramètres structuraux suivants :

- diamètre des fibres de la couche de filtration : d_f (en m)
- épaisseur de la couche de filtration : $t_{GT,F}$ (en m)
- masse volumique des fibres : ρ_f (en kg/m^3)
- masse surfacique de la couche de filtration : $\mu_{GT,F}$ (en kg/m^2)

Elle se calcule par la relation suivante :

$$\frac{O_0}{d_f} = \frac{1}{\sqrt{(1-n)}} - 1 \quad (1)$$

avec n, porosité du géotextile :

$$n = 1 - \frac{\mu_{GT,F}}{\rho_f \cdot t_{GT,F}} \quad (2)$$

Ce modèle permet de définir le paramètre adimensionnel du nombre de constrictions. Cela devient un paramètre très important car il permet de mettre en relation l'épaisseur de la couche de filtration à la porosité « n » et à la taille des filaments « d_f ». Cela permet d'établir l'homogénéité des ouvertures de filtrations indépendamment de la structure du géotextile filtre.

Qu'est-ce que représente une constriction ? Lorsqu'une particule de sol va traverser un géotextile filtre, elle doit trouver son chemin de passage entre les fibres qui forment l'épaisseur. On appelle constriction à ces passages qui sont constitués d'au moins trois fibres dans le géotextile (non tissé dans ce cas). La taille de ces constrictions correspond au diamètre de la plus grosse sphère qui passe juste à travers ce passage ou constriction.

Les diverses études ont conclu que le rang de valeurs pour le nombre de constrictions « m » d'un géotextile filtre doit être entre 25 et 40. Afin d'expliquer d'une manière simple comment on arrive à cet intervalle de valeurs, on va se mettre dans les cas extrêmes d'un géotextile infiniment épais et d'un géotextile infiniment fin (ou d'une seule couche de filaments).

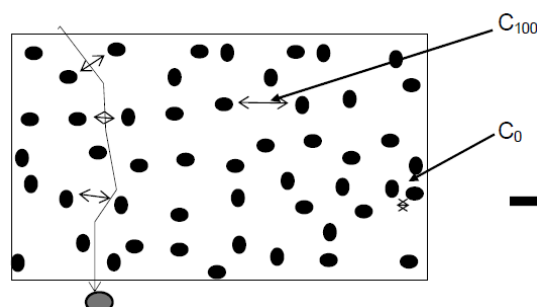


Figure 4. Géotextile non tissé avec constrictions traversées par une particule

Afin d'explorer la variation entre un géotextile infiniment épais et un géotextile infiniment fin, on va utiliser le schéma de la Figure 5, qui permet de comparer 4 géotextiles de différentes épaisseurs.

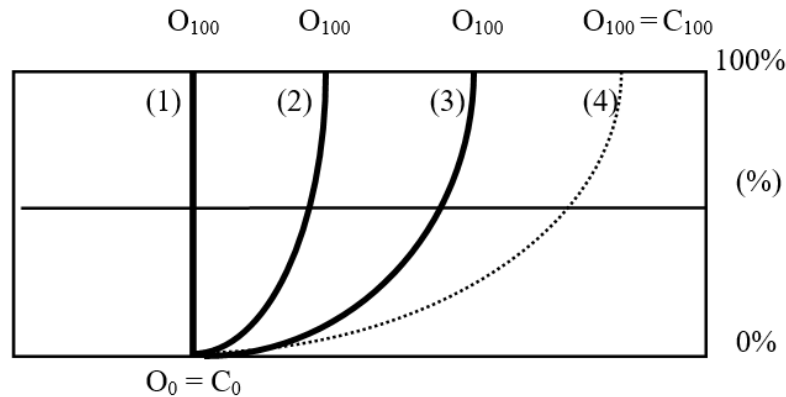


Figure 5. Distribution de l'ouverture de filtration pour 4 géotextiles non tissés (1) infiniment épais, (2) épais, (3) fin et (4) infiniment fin. (4) représente également la distribution de la taille des constrictions pour les 4 géotextiles.

On peut en déduire :

- (4) Si nous imaginons un géotextile infiniment fin, on pourrait considérer qu'il ne serait qu'une couche de fibres, pourtant, chaque passage correspondra à une seule constriction. Dans ce cas, la taille de cette constriction sera l'ouverture de filtration. Dans un non tissé, cela créera un produit avec une distribution de l'ouverture de filtration très grande et pourtant, non homogène.
- (1) Dans un géotextile infiniment épais, chaque passage comportera un nombre infini de constrictions et pourtant, par pure probabilité, ce passage comportera la constriction la plus petite du géotextile. On peut donc considérer que tous les passages ont la même ouverture de filtration (mais qui serait trop réduite pour permettre aux fines en suspension de passer)

Ces deux extrêmes valident le fait que l'objectif est d'ajuster le produit entre les courbes (2) et (3) de manière à ce que le produit soit suffisamment homogène.

Avec la Figure 6, les résultats de J.P. Giroud permettent d'exprimer la variation de l'ouverture de filtration maximale (O_{100}) avec l'épaisseur du non-tissé pour un diamètre de fibre constant. Dans le graphique, on peut observer comment O_{100} diminue lorsque l'épaisseur du géotextile augmente et l'on arrive à une asymptote qui correspond à l'ouverture minimale de filtration O_0 , ce qui valide l'analyse antérieure.

Pourtant, si le produit est très fin, le graphique montre que la distribution d'ouverture de filtration sera très grande, et comme on a dit avant, si le produit est infiniment épais $O_{100} \approx O_0$ et donc le produit présente la même ouverture de filtration dans sa surface.

On peut déduire de la Figure 6 que O_{100} tend très rapidement vers O_0 quand l'épaisseur du produit augmente et que O_{100} se stabilise près de l'asymptote à partir d'un nombre de constrictions de 25 et cela reste valable quelle que soit la structure du non-tissé.

J.P Giroud propose la formule suivante pour établir ce nombre de constrictions

$$m = \sqrt{(1 - n)} \cdot \frac{t_{GT}}{d_f} \quad (3)$$

où m , n , t_{GT} et d_f sont les paramètres expliqués pour les équations (1) et (2).

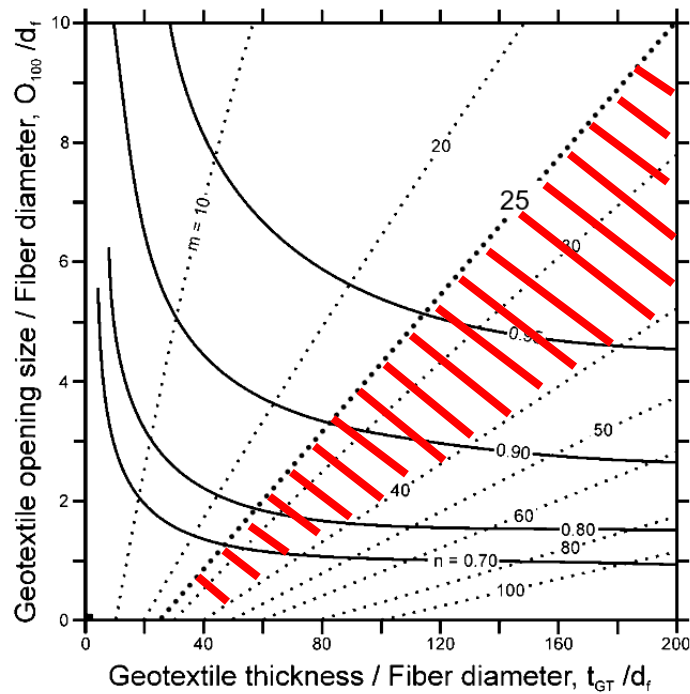


Figure 6. Graphique de J.P Giroud (1996). Les courbes continues sont les courbes théoriques qui donnent l'ouverture de filtration relative en fonction des épaisseurs relatives pour plusieurs géotextiles avec la même porosité. Les courbes discontinues sont les courbes d'égal nombre de constrictions.

En conclusion, le nombre de constrictions optimale s'établit dans l'intervalle $25 \leq m \leq 40$ pour un géotextile de filtration. La limite inférieure correspond à l'homogénéité du filtre et la limite supérieure correspond à la stabilité des particules de sol à l'interface sol-géotextile. Cela pourra garantir le $40 \leq O_{100} \leq 80$ requis sur ce type d'ouvrage.

2. Dimensionnement – Cas pratique – Saly - Sénégal

Même s'il y a d'autres paramètres qui jouent un rôle très important dans le dimensionnement des filtres géotextiles pour les ouvrages maritimes, le nombre de constrictions étant le cas le plus particulier, nous ne développerons pas en détail les autres paramètres mais présenterons un cas récent d'utilisation de ce type de géotextiles et le choix réalisé.

Dans ce cas, le projet est situé dans la zone côtière de Saly, au Sénégal. Le projet a été réalisé en 2019 et l'objectif était de construire une digue afin de protéger la plage contre l'érosion.

L'enrochement était, dans une première partie, perpendiculaire à la côte et ensuite parallèle à la côte. Il est important de noter que c'est une zone avec une houle non négligeable (qui est un facteur aggravant pour l'érosion) et pourtant le mouvement des fines reste également assez conséquent. De ce fait, le choix d'un produit avec un nombre de constrictions compris entre les limites définies devient important pour le bon fonctionnement du filtre.

La figure 7 montre une coupe de la solution proposée au niveau de la digue, avec le géotextile positionné entre l'enrochement et le fond.

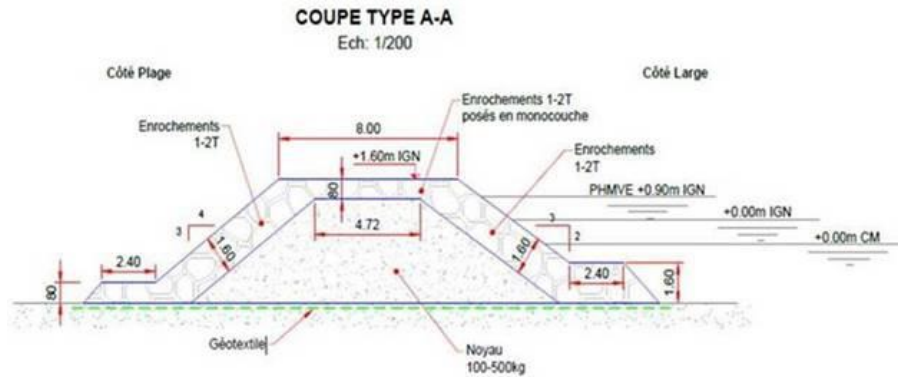


Figure 7. Coupe type de la digue

Nous pouvons voir que le filtre granulaire était posé entre la digue et le sol (sableux). On voit également que le géotextile sera également en contact avec l'enrochement. Même si le géotextile doit résister au poinçonnement pendant sa durée de vie, il est critique aussi de s'assurer que le géotextile pourra résister à d'éventuels endommagements pendant la mise en œuvre.

Dans ce cas, les conditions de mise en œuvre étaient les suivantes :

- noyau avec éléments de 100 à 500 kg placés avec un excavateur. 2m de profondeur ;
- éléments extérieurs d'enrochement d'environ 1 tonne (avec quelques enrochements atteignant j2 tonnes où la hauteur de chute serait réduite) ;
- pose sur sol sablonneux.

Le cas plus défavorable pour la mise en œuvre est celui des éléments d'enrochement de 1 à 2 tonnes, qui auront un impact assez fort dans le géotextile. Dans le cas où le sol est sablonneux, l'impact est légèrement amorti. Dans les cas où le sol est plus dur, le géotextile doit pouvoir absorber tout l'impact en ayant des performances mécaniques supérieures.

L'élongation reste aussi un paramètre très important. Dans la mise en œuvre des enrochements, cette élongation peut dépasser 50% et on a besoin d'un géotextile qui puisse s'allonger d'au moins 50% avant de se déchirer.

Le guide de dimensionnement de la Figure 8 distingue les paramètres fonctionnels nécessaires du géotextile et les paramètres de mise en œuvre.

Même si le géotextile est soumis à des contraintes mécaniques assez sévères pendant sa durée de vie, les contraintes pendant la mise en œuvre seront beaucoup plus importantes et ce sont celles-ci qui vont nous permettre de déterminer quelles sont les performances mécaniques que nous devons exiger du filtre géotextile.

Paramètres dimensionnement				Caractéristiques minimales du géotextiles							
Sol à filtrer		Enrochement		Fonctionnelles à court terme				Mise en oeuvre			
Classe GTR	Description	Masse	Hauteur de chute	Ouverture de filtration $O_{90,w}$ en μm	Perméabilité VH_{50} en m/s	Nombre de constrictions (-)	Souplesse e/B en mm (ϕ : 300 mm σ : 60 kPa)	Allongement (SP&ST) en %	Energie Absorbable E en J/m	Poinçonnement statique en kN	Perforation dynamique ϕ trou en mm
				NF EN ISO 12956	NF EN ISO 11058	XPG 38030	NFG 38021.2	NF EN ISO 10319	NF EN ISO 10319	NF G 38019	NF EN ISO 13433
A	Sols fins argile, silt, sable avec $d_{100} < 50 \mu m$	< 200 kg	≤ 2 m	≤ 80	≥ 10	25 à 40	$\geq 0,5$	≥ 25	≥ 12	≥ 2	≤ 11
		< 500 kg	≤ 2 m	≤ 80	≥ 10	25 à 40	$\geq 0,4$	≥ 50	≥ 13	≥ 3	≤ 9
		< 1000 kg	≤ 2 m	≤ 80	≥ 10	25 à 40	$\geq 0,3$	≥ 50	≥ 14	≥ 4	≤ 7
B	Sable et gravier avec fines et $d_{100} < 50 \mu m$	< 200 kg	≤ 1 m	≤ 80	≥ 20	25 à 40	$\geq 0,5$	≥ 25	≥ 13	≥ 3	≤ 9
		< 500 kg	≤ 1 m	≤ 80	≥ 20	25 à 40	$\geq 0,4$	≥ 50	≥ 14	≥ 4	≤ 7
		< 1000 kg	$\leq 0,5$ m	≤ 80	≥ 20	25 à 40	$\geq 0,3$	≥ 50	≥ 14	≥ 4	≤ 7
C	Sols fins contenant des gros éléments $d_{70} < 50 \mu m$	< 200 kg	≤ 2 m	≤ 80	≥ 10	25 à 40	$\geq 0,5$	≥ 25	≥ 14	≥ 4	≤ 7
		< 500 kg	$\leq 0,5$ m	≤ 80	≥ 10	25 à 40	$\geq 0,4$	≥ 50	≥ 14	≥ 4	≤ 7
		< 1000 kg	$\leq 0,3$ m	≤ 80	≥ 10	25 à 40	$\geq 0,3$	≥ 50	≥ 14	≥ 4	≤ 7
D	Sable de granulométrie uniforme	< 200 kg	≤ 2 m	≤ 120	≥ 30	25 à 40	$\geq 0,5$	≥ 60	≥ 12	≥ 2	≤ 11
		< 500 kg	≤ 2 m	≤ 120	≥ 30	25 à 40	$\geq 0,4$	≥ 70	≥ 13	≥ 3	≤ 9
		< 1000 kg	≤ 2 m	≤ 120	≥ 30	25 à 40	$\geq 0,3$	≥ 70	≥ 14	≥ 4	≤ 7

Figure 8: Guide de dimensionnement

Les images suivantes (figures 9 et 10) montrent l'ouvrage fini et le géotextile en cours d'installation, ce qui permet de comprendre les contraintes pendant l'installation.

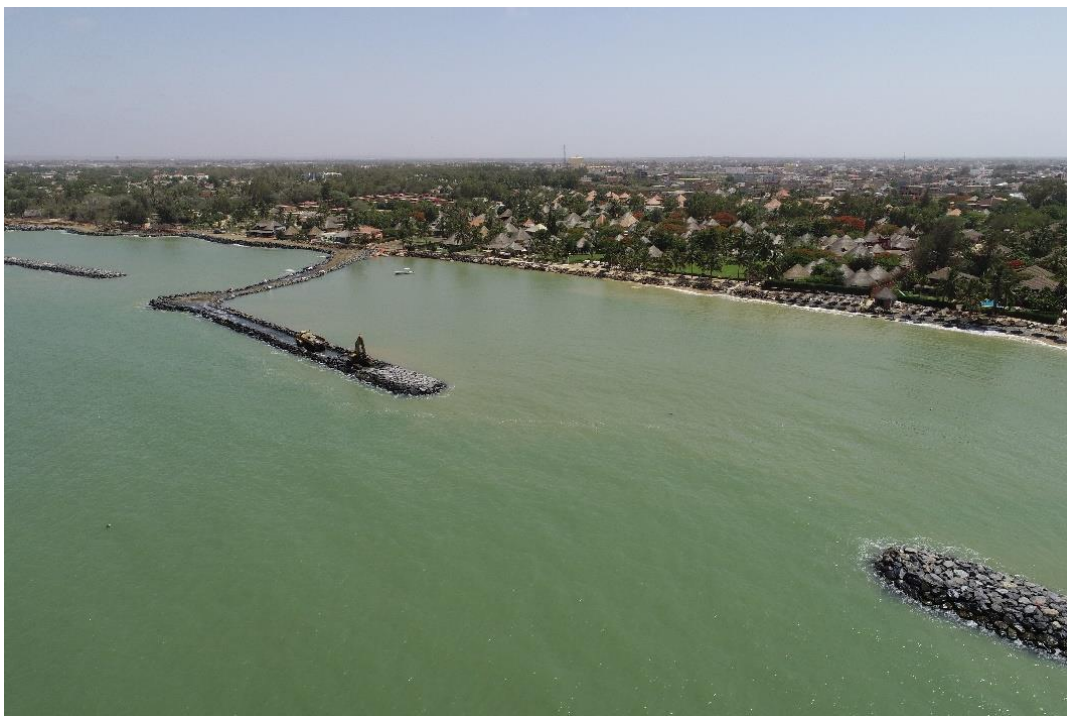


Figure 9. Ouvrage terminé



Figure 10. Installation

3. Conclusions

Après plus de 20 ans de retour d'expériences sur divers ouvrages, nous pouvons voir comment les solutions de filtre géotextile continuent à se développer. L'utilisation de filtres géotextiles dans de nouveaux cas exigeants comme celui de Saly nous permettent de pousser les limites de l'industrie afin de produire des géotextiles suffisamment résistants pour éviter leur endommagement, tout en garantissant une ouverture de filtration homogène pour éviter la déstabilisation du squelette du sol. En règle générale, si l'on souhaite augmenter la résistance mécanique d'un géotextile non-tissé, on est obligé d'augmenter son épaisseur (et grammage), ce qui va contre l'homogénéité des valeurs d'ouverture de filtration. C'est pour cette raison qu'il a fallu développer des gammes de produit avec des paramètres qui permettent de garantir les deux exigences principales (hydrauliques et mécaniques).

Habituellement, lorsqu'on utilise des géotextiles non-tissés de forte résistance mécanique au poinçonnement, on est dans le cadre d'ouvrages d'étanchéité avec géomembrane. Dans ce cas, les valeurs hydrauliques n'ont pas la même importance : le géotextile ne devrait jamais assurer une perméabilité et son colmatage n'apporte pas de risque. C'est pour cette raison, que le développement des produits géotextiles non-tissés prend une voie différente des exigences habituelles sur ce type de produits de haut grammage pour applications de filtration.

Nous pouvons donc retenir que pour les applications de filtration, les géotextiles doivent apporter les garanties sur les deux fonctions (hydraulique et mécanique) qui peuvent être traitées par une solution de géotextile bicouche :

- une couche fonctionnelle avec ouverture de filtration homogène ($40 \leq O_{100} \leq 80$) et nombre de constriction optimal ($25 \leq m \leq 40$).
- une couche de protection, ajustable aux conditions sur site, qui augmente les propriétés mécaniques du géotextile pour protéger la couche fonctionnelle des endommagements.

4. Références bibliographiques

Caquel F., Claire J., Faure Y.H., Olivier F. (1999). Behaviour of filtration geotextiles subjected to falling blocks. Comportement des géotextiles de filtration soumis à des chutes de blocs. In H. Girard & J.P. Gourc (eds); Proc. of 4th French Conf. Rencontres Géosynthétiques, Bordeaux, October 1999, Vol. 2: 279-286. In French and in English

- Delmas Ph., Artières O., Schörghenhuber H., Lugmayr R. (2000). Development of a new geotextile filtration system. Conférence Geofilters 2000. Filters in Drainage in Geotechnical and Environmental Engineering. Warsaw – Poland – 5 – 7 June 2000.
- Giroud J.P., Gourc J.P., Bally P., Delmas P. (1977). Comportement d'un textile non tissé dans un barrage en terre. Proceedings of the International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, 20-22 April 1997: 213-218. Paris. Amicale Anciens Élèves de l'E.N.P.C.
- Giroud J.P. (1996). Granular filters and geotextile filters. In J. Lafleur & A.L. Rollin (eds), Proc. of Geofilter96, Montréal, May 1996: 565-680. Richmond: Bitech Publishers.
- Giroud J.P., Delmas P., Artières O. (1998). Theoretical basis for the development of a two-layer geotextile filter. In R.K. Rowe (ed), Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, 25-29 March 1998: 1037-1044. Roseville: IFAI.
- Mannsbart G., Christopher B.R. (1997). Long-term performance of nonwoven geotextile filters in five coastal and bank protection projects. Geotextiles and Geomembranes, 15:207-221.

ÉTUDE DE STABILISATION PAR GÉOGRILLE D'UNE DIGUE DE DÉFENSE CONTRE LA SUBMERSION MARINE – LA COUARDE SUR MER (17)

STUDY OF THE STABILITY OF A SEA DYKE IN LA COUARDE SUR MER USING GEOGRID

Cédric SARBACH¹, Erwann BINIASZ², Tom AGENAU³, Patrick SINDIN¹, Anthony LERAY², Mickael HAY³

1 AFITEXINOV, Champol, France

2 CHARIER GC, Couëron, France

3 CHARIER TDD Atlantique Vendée, Champagné les Marais, France

RÉSUMÉ – À la suite de la tempête Xynthia de 2010, qui a frappé plusieurs pays européens et a induit une montée des eaux exceptionnelle de près d'un mètre cinquante sur le littoral, une série de diagnostics des digues existantes ainsi que des villes et villages côtiers les plus touchés a été lancée dans les départements concernés. La digue de La-Couarde-Sur-Mer (17) ayant été fortement impactée, un diagnostic des désordres fut réalisé en 2015 et un projet de réhausse/confortement lancé quelques années plus tard. La stabilité des talus côté continent ayant été assurée à l'origine du marché par l'implantation de pieux en bois, les conditions de mise en œuvre ont nécessité une réévaluation de la solution et l'implantation de géogrilles de renforcement.

Mots clés : Digue, Géogrid, Stabilité, Renforcement, Diagnostic

ABSTRACT – Following storm Xynthia in 2010, which hit several European countries and caused an exceptional rise in water levels of nearly one and a half meter on the coast, a series of diagnoses of the existing dykes as well as of the most affected coastal towns and villages was launched in the relevant departments. The La-Couarde-Sur-Mer dyke (17) having been strongly impacted, a diagnosis of the disorders was conducted in 2015 and an extension / reinforcement project launched a few years later. Since the stability of the slopes on the mainland side was initially ensured by the installation of wooden piles, the conditions of implementation required a reassessment of the solution and the installation of reinforcement geogrids.

Keywords: Dike, Geogrid, Stability, Reinforcement, Diagnostic

1.Introduction

Démarré fin septembre 2019, le chantier de réaménagement du dispositif de défense contre la mer de La Couarde-sur-Mer a pour but de répondre à un besoin local, suites aux dégâts causés par la tempête Xynthia sur le littoral de la Charente Maritime en février 2010.

Ce projet est réalisé par le Conseil Départemental 17 qui en assure la maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre. Il s'appuie sur une étude technique réalisée par le cabinet Egis en 2016 et relevant les différents désordres apparus sur la digue existante.

Les contraintes locales sont multiples :

- harmonie architecturale de l'île de Ré, la citadelle de St Martin étant inscrite au patrimoine mondial de l'Unesco ;
- fragilité des écosystèmes avec un chantier situé intégralement dans le parc Naturel Marin de l'estuaire de la Gironde de la Mer et des Pertuis ainsi qu'en zone Natura 2000 et à proximité immédiate de Réserves Naturelles Nationales ;
- très forts enjeux économiques avec la présence de nombreuses entreprises ostréicoles immédiatement derrière la digue ;
- enfin le tourisme représente un des moteurs économiques de l'île. La présence d'une piste cyclable existante en crête de digue va fortement impacter la réalisation des travaux.

L'entreprise a su s'adapter et apporter les solutions techniques et méthodologiques innovantes afin de mener à bien ce chantier durant plus de deux ans.

L'objectif de ce projet est de recréer 4,4 km de digue, entre St Martin de Ré et Loix, permettant d'assurer la protection des habitants et exploitants de la commune de la Couarde sur mer. Afin de s'implanter au mieux dans cet environnement, des mesures de respect de l'environnement furent mises

en place : arrêt des travaux lors des périodes de nidification, mise en œuvre de matériaux locaux, utilisation de matériel hybride, etc.

Pour mener à bien ce chantier, les entreprises Charier TDD Atlantique Vendée et Lépine TP furent mandatées. En qualité de co-traitants, elles ont réalisé durant plus de 2 ans les travaux de rehausse de la digue, d'enrochements, palplanches, réalisation de pistes cyclables, remise à neuf d'ouvrages hydrauliques, etc...

Le détail des différents tronçons traités est présenté sur la figure 1 :

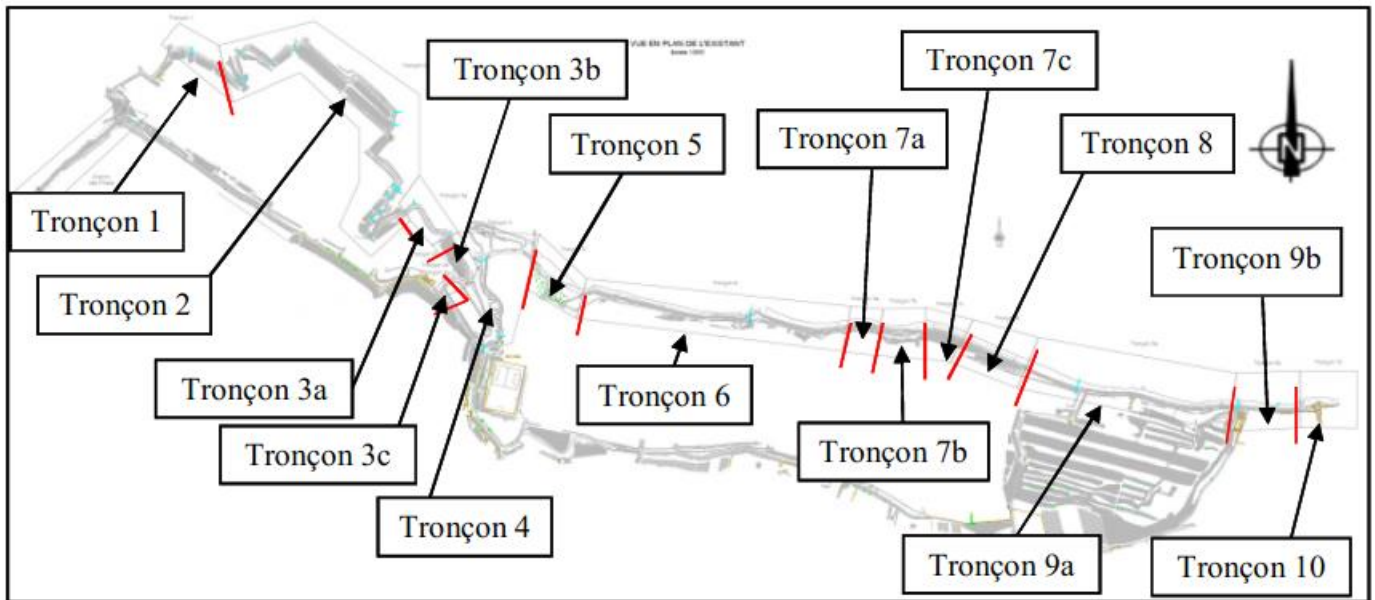


Figure 1. Extrait G2 Pro - Détail des tronçons de la digue

2. Diagnostic des désordres et réflexion sur la solution à apporter

2.1. Mission G3

Suite à la mission G2PRO (Groupe GEOTEC, 2015 & 2016) réalisée dans le cadre du marché, l'entreprise a pris en compte les entrants avec les mises à jour pouvant concerner :

- les données géotechniques ;
- les profils types de chaque section des travaux à réaliser ;
- les relevés topographiques de la digue existante et du terrain naturel environnant.

Dans le cadre de la mission G3 réalisée par l'entreprise en charge des travaux, la stabilité rotationnelle au glissement pour chaque tronçon de la digue a été vérifiée selon l'approche 3 de l'eurocode 7 :

- tronçons 6, 7 et 8 ;
- tronçons 1, 2, 3a, 3b et 3c.

Le calcul de stabilité est réalisé en rupture circulaire suivant la méthode des tranches de Bishop, en approche de calcul 3 selon l'Eurocode 7 : A2 « + » M2 « + » R3

Nous devons vérifier pour toutes les surfaces de glissement potentielles :

$$T_{dst;d} \leq \frac{R_{st;d}}{\gamma_{R;d}} \quad (1)$$

où :

- $T_{dst;d}$ est la valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée ;
- $R_{st;d}$ est la valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante ;
- $\gamma_{R;d}$ est un facteur partiel de modèle dit de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol.

Le facteur partiel de modèle $\gamma_{R,d} = 1,1$ est retenu pour les ouvrages peu sensibles aux déformations (NF P 94-270, 2020).

Les situations de calcul étudiées sont citées ci-dessous :

- situation 1 : Xynthia+ à 4,60 m NGF ; Stabilité (long terme) après remblaiement de la digue, en matériaux d'apport, jusqu'à la cote +4,80 m NGF, avec une pente de 2H/1V côté mer, un niveau d'eau Xynthia à +4,60 m NGF. ;
- situation 2 : Marée basse ; Stabilité (long terme) après remblaiement de la digue, en matériaux d'apport, jusqu'à la cote +4,80 m NGF, avec une pente de 2H/1V côté mer, marée basse et une charge d'exploitation en crête de digue de 1 t/m² ;
- situation 3 : suite à un événement Xynthia+ (cote maximale de + 2,50 m NGF en arrière) et marée basse ; après remblaiement de la digue, en matériaux d'apport, jusqu'à la cote +4,80 m NGF, avec une pente 2H/1V et marée basse du côté mer et avec une nappe extérieure à +2,50 m NGF du côté terre.

Le facteur de sécurité recherché est $F_{\min} \geq 1$.

L'étude de la stabilité au grand glissement a été effectuée en faisant varier la position des cercles de glissement dans la zone d'influence.

Pour les tronçons 6, 7 et 8, le remblai arrière est réalisé sans disposition constructive particulière.

En cours d'exécution, au niveau du remblai arrière pour certains tronçons, le niveau du pied de talus a été détecté inférieur à celui indiqué dans la mission G2PRO. Des relevés topographiques complémentaires ont permis de constater ce niveau hors emprise de chantier au niveau des claires des ostréiculteurs, modifiant ainsi les paramètres de stabilité pris en compte lors des études géotechniques.

Ces variations se positionnant dans la zone d'influence géotechnique, la vérification de la stabilité au grand glissement a été mise à jour avec les données actualisées. Le facteur de sécurité résultant est inférieur à celui recherché ($F < F_{\min}$), impliquant ainsi un besoin de confortement des ouvrages. Dans le cadre du marché, un clouage des sols est prévu sur les tronçons 1 à 3, ces dispositions constructives étant mises en place en pied de digue côté océan et côté terre en fonction du dimensionnement géotechnique réalisé. Le clouage est effectué avec la mise en place de pieux en bois de chataigner de diamètre 200 mm et de classe D30, avec une longueur variable entre 3 m et 5 m.

Le nombre de ligne de pieux, espacement et longueur sont déterminés en fonction de la vérification de la stabilité au grand glissement.

Suite à la concertation entre l'équipe travaux, le bureau d'études techniques et la maîtrise d'œuvre, une adaptation au problème d'instabilité a été proposée et validée avec un confortement par mise en place de lignes de pieux pour les remblais arrières au niveau des zones d'application concernées par la problématique d'altimétrie plus basse du pied au niveau des claires des ostréiculteurs. Certaines lignes de pieux sont positionnées au niveau de la digue existante constituées de remblais argileux hétérogènes (figure 2).

On constate que l'étude de confortement des tronçons coupe par coupe permet de dimensionner une solution de stabilisation adaptée au problème d'altimétrie rencontré en cours d'exécution. Néanmoins, cette solution théorique a rencontré des difficultés de mise en œuvre lors du passage en phase travaux.

2.2. Difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre

Au cours de la mise en œuvre, l'hétérogénéité des matériaux constituant la digue a posé des difficultés liées à la présence de blocs calcaires plus ou moins importants empêchant le battage des pieux, qui ont rencontré des refus et donc une impossibilité de poursuivre dans cette solution.

Pour certains tronçons, l'impossibilité de clouage par pieux bois a été constatée sur l'ensemble des lignes de pieux ou partiellement, avec un refus obtenu bien en-dessous de ce qui était prévu lors de l'étude du confortement. Après l'identification de ces zones, un renforcement par géogrille a été envisagé en privilégiant une solution avec la mise en œuvre de celle-ci au niveau supérieur de la digue existante.

La coupe type de la digue renforcée par géogrille est présentée sur la figure 3.

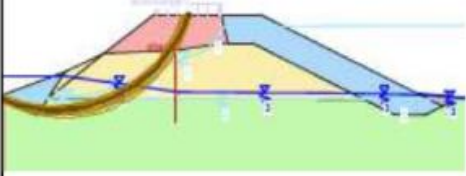
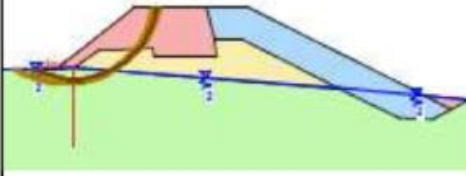
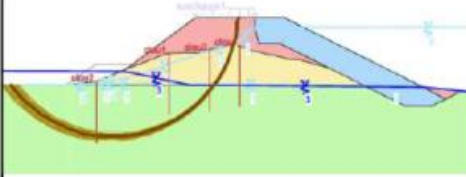
7a	P3 (P2-P4)	P0 – P5 (50m)	<p>- niveau supérieur digue existante : 1 ligne de pieux (espacement 1.00m) à 1.00m depuis la ligne de crête côté terre de la digue rehaussée.</p> 	Remblaiement en pied de digue existante avec matériaux charpentés type 0/300
7c	P3 (hors P2-P4)	P5 – P7 (60m)	<p>- niveau pied de digue existante : 1 ligne de pieux (espacement 2.00m)</p> 	-
8	P5	P5 – P9 (80m)	<p>- niveau pied de de digue existante : 1 ligne de pieux (espacement 0.50m) ;</p> <p>- niveau supérieur digue existante : 3 lignes de pieux (espacement 0.50m), à -1.30m, +0.70m et +2.20m depuis la ligne de crête côté terre de la digue rehaussée.</p> 	-

Figure 2. Extrait de la note de calcul 1201 indice C

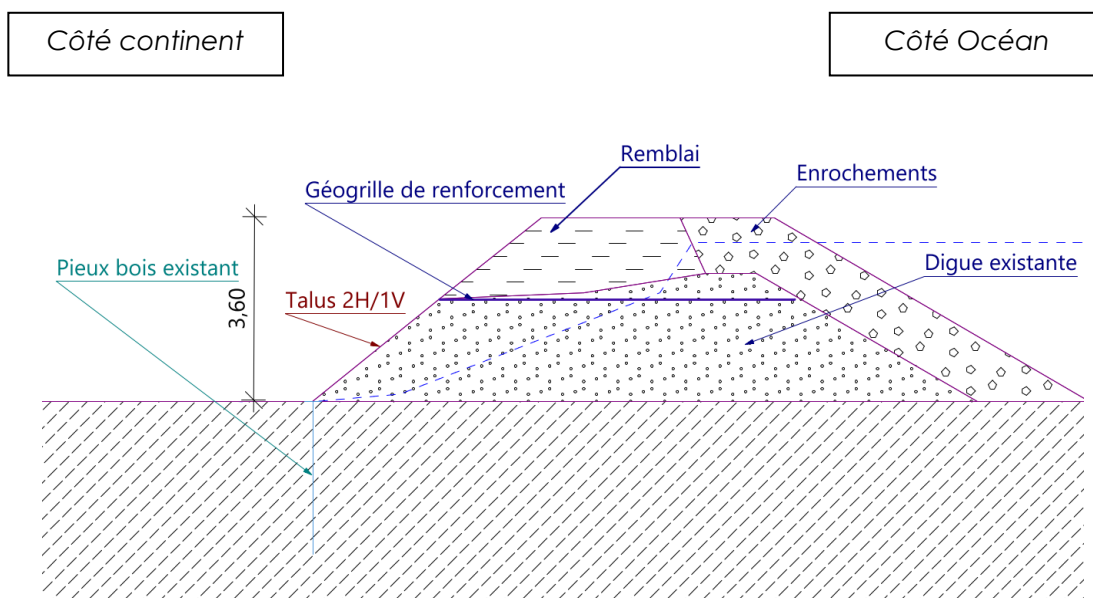


Figure 3. Coupe type de la digue renforcée par géogridde

Un dimensionnement a été proposé avec le maintien d'une ligne de pieux en pied de remblai arrière ou de digue existante et les indications sur la classe de résistance de la géogrille à retenir. Les caractéristiques de la géogrille ont été mises à jour après étude du fournisseur sur la prise en compte des coefficients de durabilité, afin de respecter la durée de service de l'ouvrage prévue.

La géogrille a été également préconisée au niveau du tronçon 3c, sans ligne de pieux additionnelle. La figure 4 montre un extrait de la première note de calcul concernant ce tronçon particulier.

Tronçon	Profil de référence	Zone d'application	Dispositions constructives (pieux, géogrille)
3c		Tronçon 3c	- niveau digue existante : géogrille 25kN (hors coefficients de réduction) longueur 7.00m

Figure 4. Extrait de la note de calcul 1203 indice 0

On constate qu'un prédimensionnement a permis d'estimer la résistance et la longueur de la géogrille à mettre en œuvre, avant envoi des conclusions pour l'étude de la qualité des fournitures selon la classe de durée de service de l'ouvrage.

3. Dimensionnement géotechnique

3.1 Principe de la solution proposée

Les travaux de confortement de la digue de La-Couarde-Sur-Mer ayant fait l'objet d'une mission géotechnique de type G2 PRO réalisée par un bureau d'étude spécialisé, les caractéristiques géotechniques des sols en présence avaient été déterminées très en amont des travaux. Le remblai utilisé pour la réhausse provenait d'un site d'extraction de sol fin utilisé couramment pour les remblais de digue dans le secteur.

La géogrille est supposée directement posée sur la digue existante ayant fait au préalable l'objet des travaux de terrassement nécessaires à l'accueil du géosynthétique, soit le réglage fin de la plateforme à la cote NGF définie, de façon à obtenir une surface lisse, exempte d'aspérités et/ou de trous, à l'aide d'un bull équipé d'un système de guidage GPS. La géogrille s'arrête, en termes de longueur, à la couche d'enrochement côté océan disposée en tant que carapace pour limiter l'érosion due au batillage. Il est à noter un dispositif existant de pieux bois de hauteur 3 m et d'espacement 50 cm en pied de talus côté continent, à prendre en compte dans le dimensionnement géotechnique de la solution géosynthétique (car représentatif de la stabilité globale du projet).

3.2. Principe du dimensionnement

L'étude de stabilité du talus de la digue a été menée en accord avec les préconisations de la norme NF G 38-064 (2016), norme de référence englobant la stabilité des talus renforcés par géosynthétiques d'inclinaison inférieure ou égale à 1H/4V au sens de la norme NF EN 14475. La cause d'instabilité principale de ce talus étant la compressibilité différentielle des sols sous-jacents, des zones de rupture de type « circulaire » peuvent apparaître en crête de remblai du fait de la reprise des efforts de traction en base du remblai d'apport (de nature fine/argileuse, et donc peu adaptée à cette sollicitation).

Le calcul de ces surfaces de glissement potentielles est donc réalisé par l'étude des cercles de glissement selon la méthode des tranches de Bishop historiquement utilisée pour évaluer la stabilité de talus avec des logiciels de dimensionnement géotechnique spécialisés. Le facteur de sécurité sur la

stabilité du talus étant déterminé par le rapport entre les sollicitations déstabilisatrices et les résistances stabilisatrices, celui-ci doit valider une valeur supérieure ou égale à 1,0 pour valider la stabilité à long terme. L'approche de calcul géotechnique s'est réalisée selon l'approche numéro 3 des Eurocodes 7 et 8, autorisée par la norme NF G 38-064 (2016) avec les coefficients de pondération des surcharges et caractéristiques géotechniques associées.

La figure 5 présente un exemple de faisceaux de cercles de glissements étudiés sur un des tronçons avec les facteurs de sécurité associés, ainsi que le cercle de glissement critique retenu :

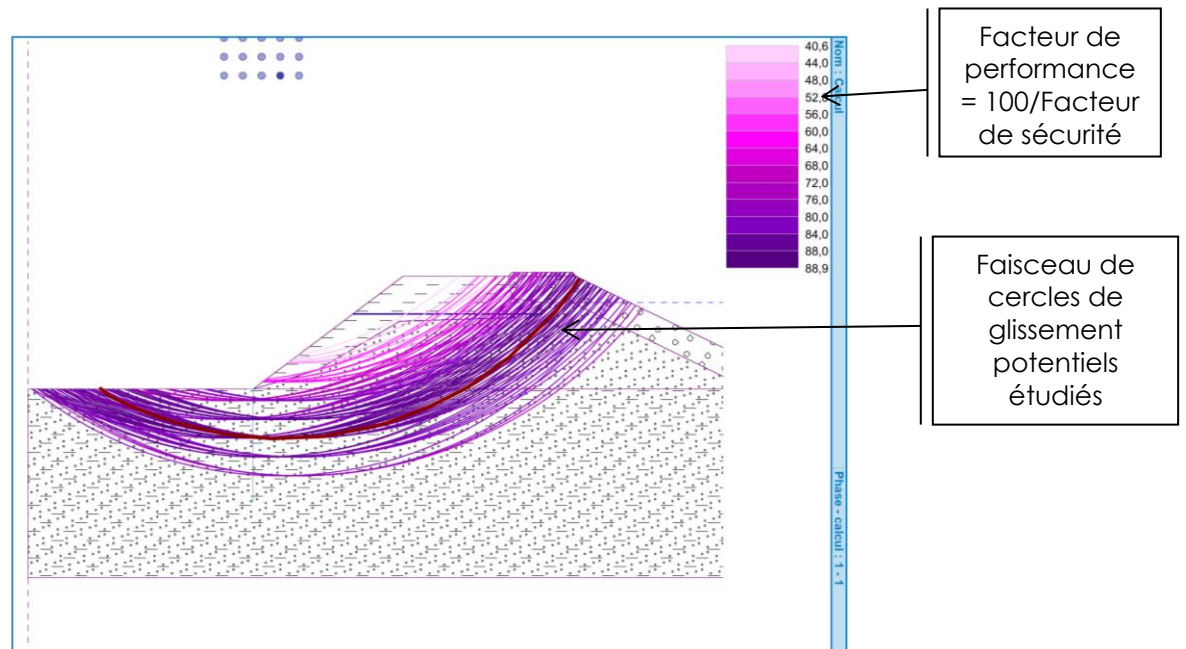


Figure 5. Faisceaux de cercles de glissements potentiels étudiés et cercle critique

3.3. Durabilité du géosynthétique et interaction

Après la détermination de la longueur de nappe et de la résistance du géosynthétique minimale à vérifier à long terme pour assurer la stabilité de l'ouvrage, une étude sur la structure du géosynthétique et sur sa durabilité a été menée. Au vu de la finesse de la granulométrie du remblai d'apport, une géogrille à fines mailles a été privilégiée pour une interaction sol/géosynthétique optimale. Cette interaction a été validée en laboratoire spécialisé, par la réalisation de boîtes de cisaillement selon la norme NF EN ISO 12957-1 (2018), entre le remblai d'apport et la géogrille proposée. Le coefficient d'interaction sol/géosynthétique (utilisé dans le dimensionnement géotechnique pour déterminer la mobilisation des efforts) est déterminé suivant la formule (2).

$$C_{i\varphi \text{ par cisaillement}} = \frac{\tan \varphi_{\text{sol / géosynthétique}}}{\tan \varphi'_{\text{sol}}} \quad (2)$$

Les résultats de ces tests (qui ont été réalisés à des contraintes de cisaillement inférieures à celles réalisées sur le remblai seul, pour se placer du côté de la sécurité) ont donné des angles de frottement sol/géosynthétique supérieurs aux angles de frottement internes au remblai d'apport. Cela entraîne, d'un point de vue opérationnel, un coefficient d'interaction limité en borne supérieure à 1, mais surtout démontre la bonne adéquation de la géogrille avec le remblai. D'un point de vue global, cela démontre que le remblai fin du site frotte mieux sur la géogrille que sur lui-même sous des contraintes de cisaillement plus défavorables.

Les graphiques (Figure 6) sont repris des rapports de tests réalisés dans des laboratoires indépendants spécialisés dans ce type d'essai normés (NF EN ISO 12957-1, 2018) :

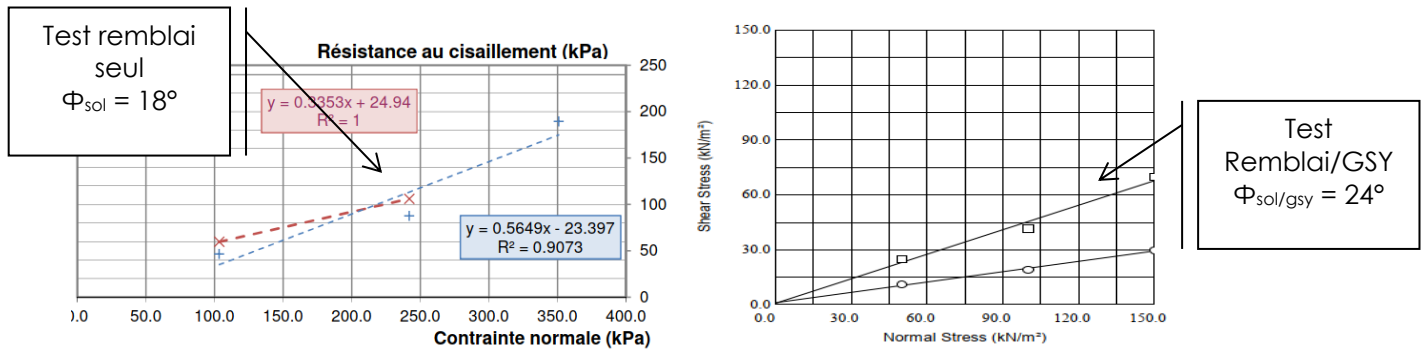


Figure 6. Comparaison des graphiques de cisaillement (remblai seul, remblai équipé de géogridde)

Ces tests ont permis d'affiner les dimensionnements pour se rapprocher au maximum des conditions réelles sur site et des matériaux mis en œuvre. La détermination de la gamme de géosynthétiques (« structure fine de la géogridde » étant réalisée grâce à ces tests d'interaction, la dernière étape était de déterminer la résistance de sortie d'usine. Pour cela, et en utilisant la résistance de calcul déterminée par le dimensionnement géotechnique dont le principe est présenté en 3.1.2, il suffit de pondérer cette résistance par les facteurs de sécurité partiels détaillés par les Eurocodes 7 et 8 et la norme NF G 38-064 (2016). Comme pour toute armature de renforcement, le géosynthétique est sensible au fluage des câbles de renforcement, à la dégradation chimique (et notamment à l'hydrolyse du polyester) et à la dégradation à la mise en œuvre. Ces facteurs de pondération sont indiqués par défaut dans la norme en cas d'absence d'information, ou à prendre en fonction de la base de données du fournisseur si des tests ont été réalisés en accord avec les recommandations des normes en vigueur (et notamment du guide ISO/TR 20432 (2007)).

La durée de service de l'ouvrage ayant été déterminée à 100 ans, les facteurs de réduction associés à la pondération de la résistance de calcul ont donc été appliqués en accord avec cette durée de service selon l'équation (3).

$$T_{\text{« sortie d'usine »}} = T_{\text{« nécessaire »}} \times F_{\text{fluage, 100 ans}} \times F_{\text{dégradation chimique, 100 ans}} \times F_{\text{installation, sol fin}} \times 1,25_{\text{coefficient de pondération de méthode}} \quad (3)$$

Une géogridde à fine maille (1,4mm x 1,4mm) de résistance de 100 kN/m selon la norme NF EN ISO 10319 (2015), en polyester a été retenue et déployée sur site, selon la méthode de mise en œuvre détaillée dans la partie 4.

Le contrôle qualité de la géogridde est réalisé par le fournisseur, en accord avec les recommandations des certifications NF EN ISO 9001 (2015) en vigueur encadrant la vente de géosynthétiques en France. De plus, la géogridde proposée fait l'objet d'une certification ASQUAL démontrant le sérieux et la fiabilité des contrôles qualités réalisés sur le produit fini, ce qui était une assurance complémentaire ayant permis la validation de la solution.

4. Mise en œuvre du géosynthétique sur site

4.1. Préparation du sol support

Le sol support a préalablement fait l'objet d'un réglage fin de la plateforme à la cote NGF définie, de façon à obtenir une surface lisse, exempte d'aspérités et/ou de trous, à l'aide d'un bull équipé d'un système de guidage GPS et d'une pelle hydraulique de 25 tonnes.

Le remblai d'apport a été préparé pour éliminer tout corps étranger de type blocs ou déchets pouvant endommager plus que de raison le géosynthétique à la mise en œuvre. Les déblais ainsi créés ont été évacués par tombereaux sur une zone de stockage externe. La figure 7 montre un détail des opérations de réglage et d'évacuation des déblais, ainsi que le sol support finalisé :



Figure 7. Préparation du sol support et évacuation des déblais

Le stockage des rouleaux de géogridde s'est réalisé sur une plateforme annexe, bien conservés dans leur emballage pour éviter toute dégradation liée aux UV. La manutention a été réalisée précautionneusement à l'aide d'engins adaptés, avec une attention toute particulière à la conservation de l'intégrité de la géogridde. Le conditionnement des géogriddes se fait sous la forme de rouleaux de 5,30 m de largeur pour 100 m de longueur, soit un minimum de 530 m² de surface par rouleaux.

Le stockage des rouleaux de ce type de géosynthétique dans des conditions optimales est indispensable pour la conservation des résistances de la géogridde, et donc pour la pérennité de l'ouvrage devant être équipé.

La manutention des rouleaux doit se réaliser à l'aide d'équipements adaptés, typiquement à l'aide d'engins de levage et de sangles permettant la conservation de l'intégrité de la géogridde lors de son transport sur le site de pose.

4.2. Déploiement, découpe et installation

La géogridde a tout d'abord été déroulée avec précaution dans le sens de la longueur dans le but d'avoir la quantité de géosynthétique nécessaire pour la découpe de plusieurs lès. Un minimum de deux opérateurs a toujours été respecté pour la manutention de la géogridde et son installation sur site. La figure 8 montre le détail du déroulage de la géogridde.



Figures 8. Déploiement de la géogridde

La géogridde a ensuite été découpée aux longueurs spécifiées par la note de calcul transmise et validée par le bureau de contrôle. Le sens de pose s'est réalisé dans le sens de la résistance principale de la géogridde, en accord avec le dimensionnement réalisé. Les recouvrements côte-à-côte, déterminés à 30 cm minimum par le fournisseur, ont été respectés et réalisés dans le sens du recouvrement du remblai

pour éviter tout retournement à la « poussée » du matériau. Une pré-tension manuelle de la géogrille a été effectuée pour éviter tout pli et assurer une mise en tension immédiate sous les efforts. Cette pré-tension manuelle a été également soutenue par l'agrafage de la grille au support avec des ancres de type fer à béton en forme de U, selon les recommandations du fournisseur. Les recouvrements bout-à-bout ont été proscrits, pour garder une tension uniforme sur toute la longueur du lès (Figure 9).



Figure 9. Découpe, pose des lès, recouvrements et agrafage

Une inspection visuelle de la qualité de la pose, du respect des recouvrements et de l'intégrité de la géogrille a été réalisée avant tout remblaiement sur le géosynthétique. Si la fin du rouleau ne permettait pas l'obtention d'un lès de la longueur nécessaire, elle était alors traitée en tant que rebus et évacuée avec le reste des déchets du chantier en accord avec le plan de gestion des déchets du projet. À la suite de cette inspection, la géogrille a été recouverte par le remblai dans les règles de l'art du terrassement édictées par les guides SETRA en vigueur.

La Figure 10, pour finir, montre quelques images de la digue finalisée.

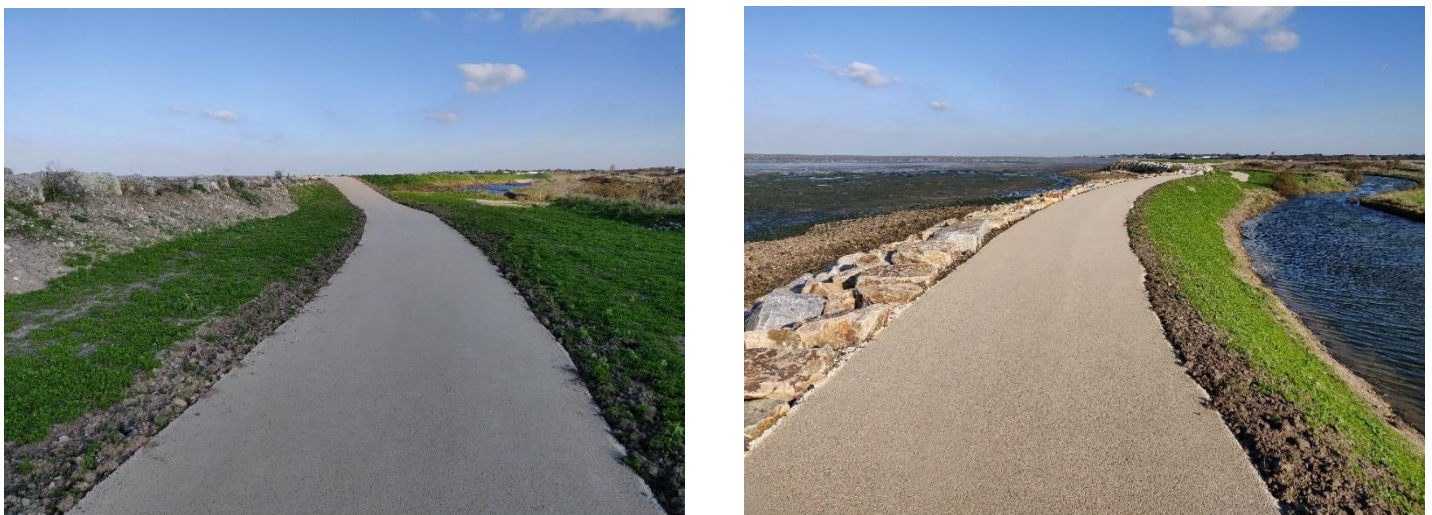


Figure 10. Digue finalisée (2022)

5. Conclusion

Comme nous venons de le voir, la solution mise en œuvre n'était pas celle prévue à l'origine lors du lancement du marché. La solution technique initialement retenue apportait les meilleures garanties de réalisation, avec une expérience conséquente de l'entreprise dans la mise en œuvre de pieux de stabilisation. Cependant, au cours de la réalisation des travaux, l'hétérogénéité des matériaux présents

dans la digue, ainsi que les incertitudes liées à la structure existante ont amené à retravailler les notes de calcul et les solutions proposées. Cet ajustement met en évidence les contraintes rencontrées à la fois en phase étude/conception, mais également en phase de réalisation et le besoin de souplesse et de réactivité dans les chantiers d'aujourd'hui. Au final, la solution géogrille mise en place a su répondre aux aléas de chantier rencontrés, tout en assurant la stabilité de l'ouvrage de manière durable dans le respect des normes en vigueur.

Le choix d'une nouvelle technique entraîne des modifications des coûts du chantier. La différence des coûts entre la méthode prévue au marché et la solution géosynthétique alternative va essentiellement dépendre des contraintes de chantier (facilité de mise en œuvre des terrassements, éloignement des zones de stockage des matériaux, mise à disposition de personnels...). Il faut surtout retenir la facilité de mise en œuvre de la solution géosynthétique et cela quelle que soit la nature des sous-sols rencontrés.

6. Références bibliographiques

- NF P 94-270 (2020), Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué, *Afnor*, 191 pages.
- Groupe GEOTEC (2016), Fascicule 3 – rapport : étude géotechnique de conception phase projet (G2PRO), secteur 1 à 5 – *Fosse de Loix (17)*
- Groupe GEOTEC (2015), Fascicule 4 – rapport : étude géotechnique de conception phase projet (G2PRO), secteur 6 à 10 – *Fosse de Loix (17)*
- NF G 38-064 (2016), Utilisation des géotextiles et produits apparentés - Murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappes géosynthétiques - Justification du dimensionnement et éléments de conception, *Afnor*, 82 pages
- NF EN ISO 12957-1 (2018), Géosynthétiques - Détermination des caractéristiques de frottement - Partie 1 : essai de cisaillement direct, *Afnor*, 12 pages.
- ISO/TR 20432 Guidelines (2007), Lignes directrices pour la détermination de la résistance à long terme des géosynthétiques pour le renforcement du sol, *Afnor*, 36 pages.
- NF EN ISO 10319 (2015), Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges, *Afnor*, 24 pages.
- NF EN ISO 9001 (2015), Systèmes de management de la qualité – Exigences, *Afnor*, 47 pages.

UN CANAL ÉTANCHE PAR GÉOMEMBRANE PVC : LE CANAL DE TEKAPO EN NOUVELLE-ZÉLANDE

A CANAL WATERPROOFED WITH A PVC GEOMEMBRANE : TEKAPO CANAL IN NEW ZEALAND

Alberto SCUERO¹, Gabriella VASCHETTI¹, John COWLAND², John Jeremy ELDRIDGE³, Jean-Pierre GIROUD⁴

1 Carpi Tech, Balerna, Suisse

2 Carpi Asia Pacific, Hong Kong, Chine

3 Consultant, Auckland, Nouvelle-Zélande

4 Consultant, Paris, France

RÉSUMÉ – Le canal hydroélectrique de Tekapo en Nouvelle Zélande, long de 25,3 km, a un débit de 130 m³ / s, une vitesse d'écoulement de 1,2 à 1,6 m / s, une profondeur d'eau de 5,3 à 6,4 m, et une largeur de 33 à 37 m. Des fuites et des signes d'érosion du revêtement en terre compactée ont nécessité un nouveau revêtement. Les exigences très strictes en termes d'étanchéité, résistance aux séismes, durée de vie, durée des travaux, minimisation de la maintenance, ont amené à choisir un revêtement en géomembrane PVC, partiellement exposée. Les travaux de réhabilitation sur 7,54 km ont été achevés en deux campagnes de 12 semaines chacune. L'article décrit le choix de la solution, la conception et l'installation du système, et le comportement depuis la mise en service du canal.

Mots-clés : Etanchéité, géomembranes, canaux, résistance sismique, sous-pressions.

ABSTRACT – The 25.3 km long Tekapo hydropower canal in New Zealand has a 130 m³/s flow capacity, 1.2 to 1.6 m/s flow velocity, 5.3 to 6.4 m water depth, and 33 to 37 m width. The canal exhibited leaks and signs of erosion of the compacted earth lining, which required lining rehabilitation. The very strict requirements in terms of watertightness, resistance to earthquakes, service life, duration of works, and minimisation of maintenance, led the owner to choose a PVC geomembrane liner, partially exposed. The rehabilitation works on 7.54 km were completed in two campaigns of 12 weeks each. The paper describes the selection of the solution, the design and installation of the system, and the behaviour after the canal was put back in operation.

Keywords: Watertightness, geomembranes, canals, seismic resistance, uplifts.

1. Introduction

Le canal de Tekapo a pour fonction le transfert de l'eau sur une longueur de 25,3 km, de l'usine de Tekapo A, au bord du lac Tekapo, vers le bassin de mise en charge de l'usine de Tekapo B, qui se déverse dans le lac Pukaki dans l'île Sud de la Nouvelle-Zélande. Le canal a un débit de 130 m³ / s et une vitesse d'écoulement de 1,2 à 1,6 m / s. La profondeur de l'eau varie de 5,3 à 6,4 m, pour une largeur en partie supérieure variant de 33 à 37 m. La section transversale du canal varie le long du canal pour maintenir le débit souhaité. Certains tronçons du canal sont en déblai, d'autres en remblai. Les talus ont une pente de 1V : 2H ou 1V : 2,5 H selon les sections ; la pente longitudinale est d'environ 1/8500.

Depuis sa construction de 1973 à 1977, le canal a comme étanchéité un revêtement compacté de gravier limoneux provenant de dépôts de till glaciaire. Ce revêtement a une épaisseur de 0,8 m sur le fond et 3 m de largeur (mesurée horizontalement) sur les talus.

Peu de temps après la mise en service du canal, des suintements persistants sont apparus presque à mi-longueur du canal. En 2008, d'autres infiltrations ont été identifiées, plus en amont, autour d'une galerie sous le canal, à 8,17 km en aval de l'usine Tekapo A. Des fuites à travers le revêtement en terre à deux endroits ont été identifiées et ensuite surveillées par des inspections en plongée. Ces inspections ont indiqué qu'il y avait un phénomène actif d'érosion interne à travers le revêtement en terre et les remblais sous-jacents. Des réparations ponctuelles des défauts identifiés ont été effectuées afin de gagner le temps nécessaire pour planifier une réhabilitation viable à long terme dans trois tronçons spécifiques du canal. Un objectif majeur de la réhabilitation était d'améliorer le comportement

du canal en cas d'activité sismique de manière à assurer la viabilité future de l'aménagement hydraulique.

2. Conception de la solution

Du fait de la présence de fuites et du risque d'érosion interne (en fait, des dolines s'étaient déjà développées et devaient être rebouchées) dans trois tronçons du canal, en particulier en cas d'activité sismique, il fut convenu qu'un revêtement étanche supplémentaire était nécessaire au-dessus du revêtement en terre dans ces trois tronçons.

2.1. Exigences

Pour garantir l'étanchéité en présence des phénomènes (formation de fissures, tassements) qui peuvent affecter le revêtement existant en cas d'activité sismique, un matériau ayant la capacité de se déformer tout en restant étanche était nécessaire. Les matériaux de revêtement traditionnels tels qu'argile compactée, béton de ciment, béton bitumineux, n'ont pas les caractéristiques de déformabilité nécessaires, et le béton de ciment en outre n'était pas acceptable car il aurait augmenté le pH de l'eau, ce qui aurait été préjudiciable aux fermes piscicoles et à l'habitat des poissons dans le canal. À cela il faut ajouter des exigences à long terme : le maître d'ouvrage souhaitait que la solution adoptée ne nécessite qu'une maintenance limitée, que la durée de vie soit de 50 ans, et que la solution adoptée ait un degré de fiabilité élevé.

Compte tenu de la nécessité de fermer les usines Tekapo A et B pour mettre le canal hors service pendant les travaux de réhabilitation du revêtement, et de la perte de production d'électricité qui en aurait résulté, il était nécessaire d'effectuer les travaux de revêtement dans les délais les plus brefs. La rapidité d'installation était donc à prendre en compte comme élément crucial dans le choix de la solution.

2.2. Solutions considérées et conception finale

Les solutions retenues dans une première phase d'évaluation ont été deux solutions avec géomembranes : une solution avec une géomembrane homogène en polyéthylène haute densité (PEHD) de 2 mm d'épaisseur, et une solution avec une géomembrane composée constituée d'une géomembrane en chlorure de polyvinyle (PVC) de 2,5 mm d'épaisseur thermo-associée à un géotextile non-tissé aiguilleté de 500 g/m² de masse surfacique.

2.2.1. Choix du type de géomembrane

Les détails de l'analyse qui amena au choix du type de géomembrane ne sont pas l'objet de cet article. Un résumé de l'analyse a été publié (Giroud et al., 2013). Des études comparatives sur les deux types de géomembrane ont été menées par le maître d'ouvrage et ses consultants, les paramètres considérés étant la capacité du matériau à (1) résister à l'ouverture de fissures dans le revêtement existant, (2) s'adapter à la présence de grosses pierres et autres irrégularités dans la couche de support, (3) résister à un tassement différentiel au niveau des connexions avec les structures en béton, et (4) s'adapter au mieux au support avec un minimum de plis. Du point de vue pratique, la géomembrane PEHD présentait l'avantage d'un coût inférieur, tandis que la géomembrane composée PVC était le seul matériau ayant une grande expérience en applications hydrauliques sophistiquées.

L'analyse concernant la résistance à l'ouverture de fissure en cas d'activité sismique, la plus importante condition du point de vue de la fiabilité de la géomembrane, a été faite en considérant les deux mécanismes qui induisent une contrainte de traction et une déformation dans la géomembrane : le développement d'une fissure dans le matériau supportant la géomembrane et la déflexion de la géomembrane sur la fissure sous la pression appliquée par l'eau. Deux niveaux d'activité sismique ont été considérés sur la base des données sismiques du site, se traduisant par deux largeurs de fissures : 30 mm (niveau de service) et 80 mm (niveau de sécurité). L'analyse a été basée sur le concept de la co-énergie (Giroud & Soderman, 1995 ; Giroud, 2005). Pour chaque cas, plusieurs coefficients de sécurité ont été obtenus en considérant différentes valeurs des paramètres suivants : frottement, présence de soudures, direction de la fissure. Les coefficients de sécurité (CS) suivants ont été obtenus (Giroud et al., 2013) :

- Pour une largeur de fissure de 30 mm : coefficient de sécurité de la géomembrane composée PVC = de 3,64 à 4,70 ; coefficient de sécurité de la géomembrane PEHD = de 1,06 à 1,45.

- Pour une largeur de fissure de 80 mm : coefficient de sécurité de la géomembrane composée PVC = de 2,32 à 2,98 ; coefficient de sécurité de la géomembrane PEHD inférieur à 1.

Compte tenu des coefficients de sécurité insuffisants de la géomembrane PEHD, la géomembrane composée PVC a été choisie.

2.2.2. Système d'ancrage ou lestage

Une géomembrane dans un canal doit être ancrée ou lestée pour résister aux forces de frottement exercées par l'eau qui s'écoule au-dessus d'elle, et aux forces de soulèvement exercées par l'eau qui serait présente sous la géomembrane à cause d'une fuite. Pour le canal de Tekapo, le maître d'ouvrage souhaitait éviter de creuser des ancrages dans le revêtement en terre existant et protéger la géomembrane de la chaleur et des rayons ultraviolets dans la partie supérieure des talus, tout en maintenant au moins le débit existant. Un objectif additionnel était que le nouveau revêtement offre, comme le revêtement existant, la possibilité aux hommes et animaux tombés dans le canal de s'en échapper.

La solution choisie a été de lester la géomembrane dans la partie supérieure des talus et sur le fond, et de la laisser exposée en partie moyenne et inférieure des talus. Ce lestage partiel permet : (1) de résister aux forces de frottement et de soulèvement exercées par l'eau ; (2) d'avoir une partie de la géomembrane au contact de l'eau pour assurer le débit spécifié grâce à la basse rugosité hydraulique de la géomembrane ; (3) de protéger la géomembrane en partie supérieure des talus ; et (4) de permettre aux hommes et animaux de sortir du canal.

Plusieurs configurations et matériaux de lestage (blocs de béton articulés, graviers en couche d'épaisseur uniforme et non uniforme, gabions) furent considérées dans l'analyse et les calculs pour le système de lestage (Giroud et al., 2013). Les tensions, déformations et déplacements de la géomembrane ont été analysés dans tous les cas, le cas critique étant celui du soulèvement de la géomembrane par de l'eau qui se serait accumulée sous la géomembrane. Pour toutes les configurations et matériaux évalués, une évaluation hydraulique a été effectuée pour vérifier que le débit spécifié était assuré.

Le lestage a été conçu de manière à être stable en cas d'activité sismique et de soulèvement de la géomembrane. Cependant, le soulèvement de la géomembrane et l'activité sismique n'ont pas été supposés se produire en même temps. En effet, le cas extrême d'un tablier de pont tombant dans le canal lors d'un tremblement de terre exigerait des réparations importantes, bien au-delà des inconvénients du soulèvement de la géomembrane. Des analyses de stabilité ont été menées pour tous les types de matériaux de lestage. Ces analyses ont abouti au dimensionnement du lestage (Giroud et al., 2013). Sur la base du coût, de la facilité et la rapidité de construction, un lestage par graviers a été choisi pour le fond du canal et la partie supérieure des talus, comme schématisé en Fig. 1.

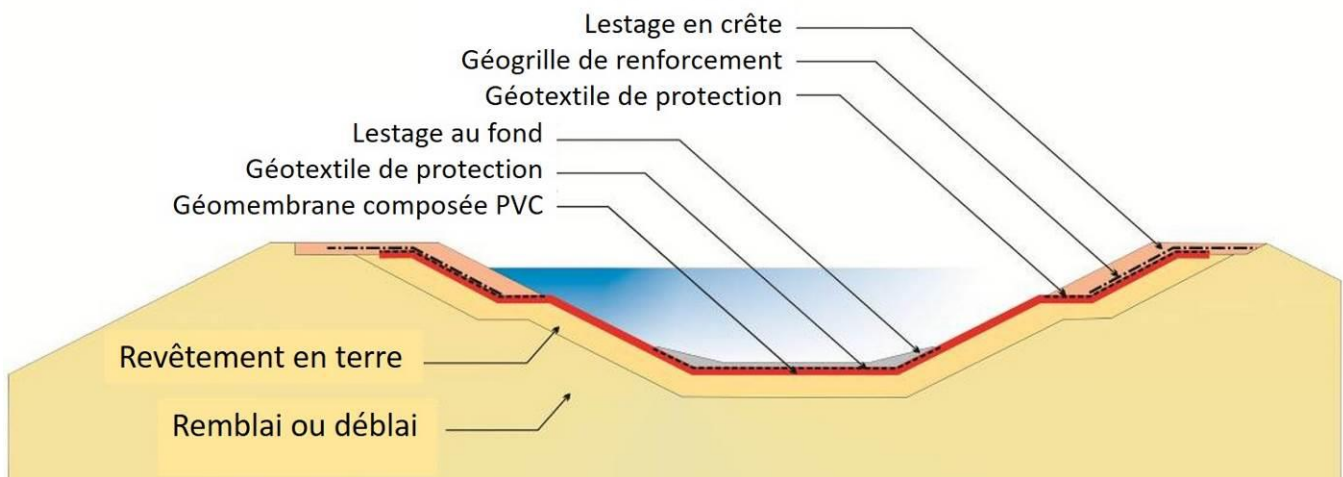


Figure 1. Coupe de la solution choisie.

Les composants du système d'étanchéité (Figure 1), à partir du revêtement existant en terre compactée, sont :

- le revêtement étanche, SIBELON® CNT 3750, une géomembrane composée constituée d'une géomembrane PVC de 2,5 mm d'épaisseur, plastifiée avec des plastifiants ramifiés de haut poids

moléculaire et thermo-associée à un géotextile polyester non-tissé aiguilleté à fibres discontinues de 500 g / m² de masse surfacique ;

- un géotextile polyester non-tissé aiguilleté à fibres discontinues pour protéger la géomembrane d'étanchéité des dommages lors de la mise en place du lestage en graviers. Ce géotextile a une masse surfacique de 2000 g / m² sur le fond du canal et de 1000 g / m² en partie supérieure des talus ;

- une géogrille pour assurer la stabilité du lestage en partie supérieure des talus. En effet, des essais de frottement ont indiqué que l'interface géomembrane / géotextile constituait l'interface critique au glissement, et l'analyse de stabilité a indiqué la nécessité d'un renforcement avec une géogrille d'une résistance en traction de 35 kN / m mise en place sur une couche de gravier de granulométrie appropriée pour assurer son imbrication avec la géogrille ;

- une couche de graviers de délavage glaciaire, d'origine locale, de 300 mm d'épaisseur, pour former le lestage sur le fond et en partie supérieure des talus. La couche de lestage sur le fond est étendue latéralement de manière à former un contrefort au pied de chacun des deux talus.

2.3. Activités pré construction

Pour atteindre les objectifs du projet, il a été décidé d'impliquer très en amont les parties concernées. Ce processus commença près d'un an avant le début de la construction, avec une conception coordonnée maître d'ouvrage / concepteur / entrepreneur, suivie par de nombreux essais en vraie grandeur réalisés sur le terrain quelques mois avant le démarrage des travaux, afin d'optimiser la solution technique et les procédures d'installation et d'assurance de qualité. Cette approche était nécessaire en vue des courts délais prévus pour l'exécution des travaux car le maître d'ouvrage prévoyait d'exécuter les travaux à l'intérieur du canal sur deux saisons : en 2013 sur une longueur d'environ 5,7 km de canal divisé en deux tronçons, entraînant une coupure d'électricité de 14 semaines ; en 2014 sur une longueur d'environ 1,8 km en un seul tronçon, pendant de 14 semaines. Un article publié par certains des auteurs de cet article donne les détails des essais en vraie grandeur (Campbell et al., 2014). Une brève description de ces essais est présentée ci-dessous.

Un premier essai avait pour but de fournir une première évaluation des méthodes de mise en place du lestage sur le fond. Cet essai a été mené dans une ancienne carrière près de Christchurch. La couche de support a été préparée en utilisant un matériau similaire à celui de la zone du canal de Tekapo et compacté avec un rouleau statique. Les composants géosynthétiques (géomembrane composée et géotextile de protection) et la couche de lestage ont été placés sur le support et compactés avec 20 passes d'une excavatrice de 20 tonnes. Les géosynthétiques ont ensuite été soigneusement exhumés à la main. Le bon état de la géomembrane composée exhumée fournit à ce stade précoce un degré élevé de confiance que le système d'étanchéité répondrait aux exigences de performance.

Un essai pour prouver la méthodologie de mise en place de l'ensemble du système, y compris le lestage sur le fond et les talus, a ensuite été réalisé près du canal dans une fosse excavée pour reproduire la section transversale du canal. L'installation de l'essai était conforme au guide GS11 de l'Institut de Recherche des Géosynthétiques (GRI) sur la construction de planches d'essai visant à évaluer les matériaux de protection destinés à éviter la perforation des géomembranes (GRI, 2012). Comme les graviers obtenus localement avaient une propension à se fissurer sous charge, huit gros cailloux ont été fendus et placés avec leurs arêtes vives directement sur le géotextile de protection avant de placer le lestage. Ces cailloux anguleux ont été exhumés après 210 passages de l'excavatrice, et aucun dommage à la géomembrane n'a été détecté. L'essai de mise en place du lestage, en plus d'avoir démontré la stabilité du lestage sur les talus, a permis de tester les techniques, les procédés d'assurance de qualité et les équipements, et donc a été utilisé comme modèle pour les travaux de réhabilitation du canal.

Deux mois avant le démarrage des travaux, la carrière a été de nouveau utilisée pour les essais de construction des batardeaux, ayant pour but de vérifier que les batardeaux pourraient être construits et enlevés dans les délais programmés pour minimiser la période de fermeture du canal. Les batardeaux consistaient en un remblai de terre conventionnel avec faible teneur en fines pour minimiser la quantité de solides en suspension dans l'eau, avec une géomembrane sur la face amont pour minimiser les infiltrations à travers les batardeaux et leur contournement par l'eau.

3. Construction et assurance de qualité

3.1. Planification et mise en œuvre de l'assurance de qualité lors de la construction

Un manuel de gestion de la qualité a été produit avant les travaux afin de définir les procédures requises pour l'assurance de qualité lors de la construction. Le manuel prescrivait chaque phase de travaux qui devait être inspectée, vérifiée pour sa conformité et puis approuvée, ainsi que l'acceptation contractuelle des phases de travaux achevées pour permettre le début des phases suivantes. Une planification détaillée des activités liées à l'assurance de qualité a été préparée. Le planning de qualité a été coordonné avec le planning global des travaux, et un planning journalier a été produit pour chaque activité du personnel d'assurance de qualité et des inspecteurs. Cette planification détaillée a assuré que toutes les inspections ont été effectuées en temps voulu, sans causer de retard ou de perturbation aux travaux. Toutes les activités d'assurance de qualité essentielles à la performance à long terme du système d'étanchéité ont été documentées dans des formulaires d'assurance de qualité.

Au total 16 personnes ont été affectées à plein temps à l'assurance de qualité lors de la construction : 4 inspecteurs pour l'acceptation de la surface, 6 inspecteurs pour l'installation de la géomembrane et les essais des soudures, 1 inspecteur pour les ancrages de la géomembrane, 3 inspecteurs pour vérifier l'intégrité de la géomembrane pendant la mise en place du lestage, et 2 ingénieurs pour remplir les formulaires requis pour chaque activité. De plus, un ingénieur sénior a supervisé le système de qualité. Chaque jour, les formulaires d'assurance de qualité ont été rassemblés dans un dossier électronique et envoyés au maître d'œuvre pour approbation dans le cadre des procédures contractuelles d'acceptation des travaux. Tous les formulaires ont été signés par un représentant du maître d'œuvre et un représentant de l'entrepreneur. En règle générale, chaque jour de construction du système d'étanchéité, 25 formulaires ont été remplis, vérifiés et approuvés. Au moment de l'achèvement des deux premiers tronçons réhabilités, environ 1.500 formulaires d'assurance de qualité avaient été enregistrés dans le système de qualité, et ceux-ci faisaient partie des documents contractuels pour la réception finale des travaux.

3.2. Fourniture des matériaux

Pour minimiser le risque de retard dans les travaux, les matériaux ont été fabriqués et livrés sur site avant le début des travaux. Pour minimiser les risques d'approvisionnement, la géomembrane composée a été fabriquée dans deux usines différentes, une en Italie et une en Espagne.

L'assurance de qualité à la fabrication a compris des essais standard en usine (épaisseur, densité, résistance et allongement en traction, résistance à la déchirure, résistance à la perforation, flexibilité à basse température, stabilité dimensionnelle et résistance à la pression hydrostatique), suivis par la collecte d'échantillons chez chaque fabricant pour un stockage à long terme en vue d'essais éventuels en cas de litige. Un système d'identification a été mis en place pour chaque rouleau et lot afin que les résultats des essais puissent être comparés aux caractéristiques des rouleaux spécifiques placés dans le canal. Trois organismes indépendants distincts ont été impliqués dans le processus d'assurance de qualité de la géomembrane composée : l'un a effectué des inspections dans les usines pour vérifier les systèmes de contrôle de qualité des fabricants et pour documenter et établir la compatibilité des systèmes de contrôle de qualité entre les deux usines, un deuxième a collecté les échantillons pour les essais de conformité, et un troisième a testé la conformité des géomembranes composées aux spécifications. Des échantillons supplémentaires ont été prélevés pour des essais de vérification indépendants effectués sous la responsabilité du maître d'ouvrage. Ces essais de vérification comprennent notamment des essais de durabilité à long terme, qui dépassent les exigences de conformité contractuelle par le fournisseur.

3.3. Mise hors service temporaire du canal

En l'absence d'information sur une précédente mise hors service du canal, une analyse détaillée, étayée par des précédents de construction sur d'autres canaux, a été effectuée pour développer une stratégie de mise hors service temporaire du canal en minimisant le risque d'instabilité des talus à la suite d'un assèchement trop rapide et, en même temps, maximisant le temps disponible pour les travaux.

Des batardeaux ont été construits aux extrémités de chacun des tronçons à étancher. Ces batardeaux ont été construits en deux phases. La Phase 1 (Figure 2 à gauche) comprenait la mise en place de graviers jusqu'à 0,5 m au-dessus du niveau de l'eau avec une largeur de crête de 4 m, suivie

par la mise en place d'une couche de filtre granulaire le long du pied amont du batardeau, et la mise en place de la géomembrane en amont du batardeau à l'aide de grues et de plongeurs. Une fois cette phase terminée, l'assèchement du canal commença. La Phase 2 comprenait l'élargissement de la crête et de la recharge en aval des batardeaux pour permettre aux engins lourds de traverser le canal sur les batardeaux, et pour élever les batardeaux à leur niveau final. De grands sacs de sable ont été placés de chaque côté de la crête et la géomembrane a été étendue sur les sacs de sable. Au pied en aval des batardeaux, un puisard a été formé avec des sacs de sable pour recueillir et contenir les eaux contournant le batardeau. Une pompe submersible dans le puisard avait pour but de permettre aux eaux ainsi recueillies d'être recyclées dans le canal. En fait, les batardeaux se sont avérés très efficaces et les eaux recueillies dans le puisard étaient rarement, voire jamais, suffisantes pour faire fonctionner les pompes. L'assèchement de chaque tronçon a été réalisé comme prévu en environ quatre jours, dont une journée réservée à la récupération et au déplacement des poissons dans le canal.

Avant les travaux de réhabilitation, les possibilités d'inspecter le canal pour évaluer l'état du revêtement existant étaient limitées. Une série d'inspections en plongée a donc été entreprise lors de la phase de conception pour évaluer l'état général du revêtement existant et établir les objectifs des travaux de préparation de la surface (irrégularités acceptables pour minimiser les tensions induites dans la géomembrane, stabilité).

3.4. Préparation de la surface

La préparation de la surface a compris les opérations suivantes : enlèvement de la couche de protection contre le gel des parties supérieures des talus ; élimination des algues, des débris et des matériaux humides, mous ou instables ; profilage de la surface du revêtement existant pour éliminer les irrégularités inacceptables et son inspection pour détecter éventuels défauts, suivie par deux passes d'un rouleau à tambour lisse de 3,5 t pour identifier les zones molles ou compressibles. Le traitement de surface a été effectué en fonction des résultats des passes du rouleau. En général, la surface a été préparée par la mise en place d'une couche de 50 mm d'épaisseur nominale de graviers de délavage glaciaire de 20 mm (couche au milieu de la Figure 2 à droite). La couche de protection contre le gel a été stockée pour être éventuellement réutilisée.



Figure 2. Construction du batardeau (Phase 1), et préparation de surface : procédant du premier plan à l'arrière-plan, la surface profilée, le traitement de surface, et la surface du canal après assèchement.

Toutes les surfaces sur lesquelles la géomembrane composée devait être installée ont été inspectées, vérifiées pour les tolérances énoncées dans le manuel de gestion de la qualité, et acceptées si elles étaient conformes. Toutes les non-conformités ont été corrigées selon les procédures établies.

3.5. Installation de la géomembrane composée

L'acceptation de surface a été immédiatement suivie par l'installation de la géomembrane composée. Avant l'installation, tous les composants du système d'étanchéité ont été vérifiés sur place pour leur intégrité et leur conformité aux spécifications et aux quantités, comme exigé par les procédures du manuel de gestion de la qualité. Seuls les matériaux acceptés ont été installés.

Les lés de géomembrane composée, d'une largeur de 2,05 m, ont été déroulés à partir de la crête. Les lés adjacents ont été thermo-soudés. Les procédures d'inspection, d'essai et d'acceptation de l'installation de la géomembrane composée et de toutes les soudures ont été celles imposées par le manuel de gestion de la qualité. Ces procédures ont permis de vérifier la continuité et l'intégrité de chaque lé, les chevauchements entre lés, le processus de soudure, et la continuité et l'étanchéité des soudures. Le manuel fournissait également des procédures pour la réparation de tout défaut constaté.



Figure 3. Déroulage des lés de géomembrane composée, et soudure des lés adjacents. En arrière-plan, mise en place du lestage sur la géomembrane composée.

3.6. Ancrages périphériques

Aux extrémités de chaque tronçon étanché, et aux raccordements avec toutes les structures (ponts, prises d'eau, etc.) interceptant la géomembrane composée, un ancrage étanche a été installé pour éviter le contournement du système d'étanchéité par l'eau du canal. Les ancrages transversaux aux extrémités des tronçons réhabilités sont des tranchées excavées dans le revêtement existant et remblayées avec du béton plastique (Fig. 4 à gauche). Les ancrages sur les structures rigides sont du type mécanique, avec profilés plats en acier inoxydable comprimant la géomembrane sur le béton (Figure 4 à droite), après que le géotextile faisant partie de la géomembrane composée ait été enlevé dans la zone ancrée pour assurer l'étanchéité du raccordement. Le manuel de gestion de la qualité comprenait les procédures de vérification du système d'étanchéité aux extrémités de chaque tronçon, et de vérification des raccordements étanches aux structures en béton.



Figure 4. À gauche, ancrage transversal en tranchée. À droite, détail d'ancrage sur structure en béton. Ce type d'ancrage est à même de résister à l'eau en pression.

3.7. Mise en place du lestage

Les couches de lestage et d'imbrication nécessitaient des matériaux granulaires provenant de zones d'emprunt locales et calibrés par criblage. Le lestage sur le fond est constitué d'une couche de 300 mm de graviers de délavage glaciaire de 20 mm à 200 mm. Les mêmes graviers ont été utilisés pour former

les contreforts au pied des talus. Les graviers ont été placés au moyen d'un système de convoyage spécialement conçu (Fig. 5 à gauche) sur le géotextile de protection de 2000 g / m² placé au-dessus de la géomembrane composée. En partie supérieure des talus, une couche de 100 mm d'épaisseur de gravier fin (20 mm de diamètre maximum) a été mise en œuvre sur le géotextile de protection, ce gravier constituant une couche d'imbrication en s'encastant dans les ouvertures de la géogrille située au-dessus. La couche de lestage en graviers a été mise en œuvre sur la géogrille avec une pelle mécanique (Fig. 5 à droite).

Les activités d'installation ont été effectuées en séquence, de sorte que l'installation de la géomembrane composée à un endroit a été immédiatement suivie par l'inspection finale de la géomembrane composée faite par les inspecteurs d'assurance de qualité. Après vérification visuelle de la mise en place des couches de protection, d'imbrication et de renforcement, les inspecteurs ont surveillé en permanence la livraison et la mise en place des graviers sur le fond et sur la partie supérieure des talus. Les inspecteurs avaient le pouvoir d'arrêter les travaux s'ils soupçonnaient que des dommages avaient pu être causés à la géomembrane, et d'exiger une exhumation à la main pour en vérifier l'intégrité et, le cas échéant, en exiger la réparation.



Figure 5. Mise en place de la couche de lestage au-dessus du géotextile de protection sur le fond, et sur la partie supérieure des talus : au premier plan la géogrille placée sur du gravier fin et le géotextile de protection, à l'arrière-plan les graviers sont mis en place au-dessus de la géogrille.

3.8. Déroulement des travaux

Les travaux de réhabilitation, pour un total d'environ 358.000 m² de surface revêtue, furent exécutés en deux campagnes distinctes de 12 semaines chacune (au lieu des deux campagnes de 14 semaines prévues), y compris le temps nécessaire pour construire les batardeaux, assécher le canal, collecter et enlever les poissons, et enlever les batardeaux à la fin des travaux.



Figure 6. Les équipes lors de campagnes de 2013 (à gauche) et 2014 (à droite), toutes deux terminées deux semaines à l'avance.

4. Conclusions

La décision d'impliquer très en amont les parties concernées (maître d'ouvrage / concepteur / entrepreneur), dès la phase de conception et bien avant le début de la construction, a permis de respecter les délais prévus et, en fait, de remettre le canal en opération en avance sur le programme, tout en réalisant un système d'étanchéité conçu et installé selon les règles de l'art.

Le maître d'ouvrage surveille le processus de vieillissement de la géomembrane composée via des essais réalisés sur des échantillons prélevés dans le canal. Le laboratoire indépendant, spécialisé en recherche et assurance qualité, qui avait effectué les essais de référence et de contrôle en usine à l'époque de la fabrication de la géomembrane composée, a effectué les mêmes essais sur les échantillons prélevés dans le canal. Les résultats des essais sur les échantillons retirés du canal après être restés immergés pendant les 5 premières années en service montrent que la géomembrane composée se comporte comme prévu.

En ce qui concerne la performance du système d'étanchéité dans son ensemble, il n'y a pas eu de comportement inattendu depuis la remise en service du canal en 2014 et, sur la base des performances de la même géomembrane composée dans des applications similaires, une bonne performance à long terme est à prévoir pour la réhabilitation du Canal de Tekapo.



Figure 7. Le canal de Tekapo de nouveau en opération.

4. Références bibliographiques

- Campbell M., Eldridge J., Scuero A, Vaschetti G., Cowland J., Wilkes J. (2014). Installation of a PVC geomembrane liner for the Tekapo canal remediation. *Proc. 5th Int. Conf. on Water Res. and Hydrop. Develop. in Asia*.
- Giroud J.P. (2005). Quantification of geosynthetics behavior", *Geosynthetics International, Spec. Iss. on Giroud Lectures*, Vol. 12, No. 1, 2-27.
- Giroud J.P., Jacka N., Dann C., Eldridge J.J. (2013). Hydropower canal geomembrane liner analytical techniques. *Proc. NZSOLD/ANCOLD Conf. on Multiple Use of Dams and Reservoirs*.
- Giroud J.P., Soderman K.L. (1995). Design of structures connected to geomembranes, *Geosynthetics International*, Vol. 2, No. 2, 379-428.
- GRI (2012). *Constructing test pads to assess protection materials intended to avoid geomembrane puncture*. GRI Guide GS 11, Geosynthetic Institute, Folsom, USA, 7 pages.

DURABILITÉ, EMPREINTES ENVIRONNEMENTALES ET QUALITÉ

DURABILITÉ DES GÉOMEMBRANES EPDM – ESTIMATION DE LA DURÉE DE VIE AVEC LA MÉTHODE DE HAUTE PRESSION EN AUTOCLAVE

DURABILITY OF EPDM GEOMEMBRANES - LIFETIME ESTIMATION BY USING HIGH PRESSURE AUTOCLAVE TEST METHOD

A Armani¹), H Zanzinger¹), A Monami¹), B Amat²)

1 SKZ - German Plastics Center, Wuerzburg, Allemagne

2 Firestone Building Products EMEA, Zaventem, Belgique

RÉSUMÉ – Les essais de vieillissement en étuve des géomembranes peuvent prendre parfois plusieurs années. Dans le cas du test à haute pression en autoclave (HPAT), les temps de test sont plus courts, car le vieillissement thermo-oxydatif est accéléré en augmentant la température et la concentration en oxygène. Une géomembrane en polymère EPDM a été testée par HPAT en combinant 3 températures (75 °C, 80 °C et 85 °C) et 3 pressions d'oxygène (5 bar, 10 bar et 51 bar). Le vieillissement a été suivi par des tests de traction et des mesures de pression d'oxygène. En prenant comme critère de fin de vie théorique 75 % de la résistance à la traction résiduelle et en considérant un modèle d'extrapolation 3D basé sur la loi d'Arrhenius, il a été estimé une durée de vie d'environ 360 ans à 40 °C à la pression atmosphérique normale.

Mots-clés : Durabilité, géomembrane, EPDM, autoclave, oxydation.

ABSTRACT – Artificial ageing of modern polymers in conventional ovens can take many years. In high-pressure autoclave test (HPAT), tests are much faster as thermo-oxidative ageing is caused by elevated temperature and by elevated oxygen availability. An EPDM geomembrane was submitted to thermo-oxidative ageing in high pressure autoclaves (HPA) at 3 temperatures (75 °C, 80 °C and 85 °C) and 3 oxygen pressures (5 bar, 10 bar and 51 bar). During exposure in HPAT the oxidation progress was monitored via tensile tests and oxygen pressure measurements. Based on 75 % residual tensile strength as theoretical failure criteria and Arrhenius based 3D extrapolation model, a service life of about 360 years at 40 °C and atmospheric pressure was estimated.

Keywords: Durability, geomembrane, EPDM, autoclave, oxidation.

1. Introduction

Le laboratoire SKZ (Süddeutsches Kunststoff Zentrum - Centre de plastique d'Allemagne du Sud) est expérimenté dans la réalisation de tests de vieillissement par haute pression en autoclave (HPA) sur des produits en polyéthylène (PE), polypropylène (PP) et alcool polyvinylique (PVA) depuis plus d'une dizaine d'années. Jusqu'ici, aucune géomembrane à base de polymère EPDM n'avait été soumise à un test de HPA. Le vieillissement par HPA se fait sous pression d'oxygène et à température élevée.

La connaissance de la résistance à la thermo-oxydation des membranes d'étanchéité en EPDM pour toitures repose principalement sur des tests de vieillissement classiques en étuve. Par exemple, entre 1999 et 2004, une étude a été menée par le SKZ à la demande du WDK (Wirtschaftsverband Deutsche Kautschukindustrie – groupement économique de l'industrie du caoutchouc allemande) et de la VESP (Vereniging EPDM Systeem Producenten Benelux – l'association des fabricants de systèmes d'étanchéité EPDM du Bénélux). Les tests de vieillissement ont été réalisés sur des membranes de toitures neuves ou déjà installées depuis plusieurs années. Les tests ont duré plusieurs années avec, pour résultat, une durée de vie estimée supérieure à 50 ans sous des conditions météorologiques normales en Europe de l'Ouest. Il existe également un important retour d'expérience sur le processus de vieillissement de géomembranes EPDM installées depuis plus de nombreuses années dans des réservoirs d'irrigation en Espagne (Blanco et al., 2011a ; 2011b ; 2014).

En comparaison avec les tests de vieillissement en étuve, dans cette étude, la durée de test la plus longue, dans les conditions de tests les moins exigeantes (75 °C / 5 bar), n'a pas dépassé 8 mois. Dans les conditions les plus exigeantes, le test a duré moins d'un mois.

Le polymère EPDM est un élastomère synthétique qui se caractérise par une chaîne carbonée principale saturée avec d'excellentes propriétés de résistance à l'ozone (Ciullo et Hewitt, 1999), à la chaleur (Ciullo et Hewitt, 1999) et aux conditions climatiques (Koerner et al., 2016). Durant le processus

de vulcanisation, les chaînes polymériques réticulent pour former un réseau 3D qui procure l'élasticité et la souplesse de la géomembrane EPDM.

Les géomembranes EPDM ont une très bonne résistance aux UV, grâce à l'importante proportion de noir de carbone (plus de 25 %) dans leur composition. Ceci explique leur large utilisation en conditions exposées ou couvertes dans un grand nombre d'applications agricoles, industrielles et environnementales.

2. Conditions expérimentales

Une géomembrane EPDM lisse, noire, d'une épaisseur de 1,1 mm a été soumise à un programme de tests avec cinq conditions de tests de HPA différentes. Les géomembranes EPDM sont essentiellement composées des éléments suivants : polymère EPDM, noir de carbone, argile, huiles de process et agents de vulcanisation.

La méthode de test a suivi la norme EN ISO 13438, méthode C. Les échantillons ont été immergés dans un autoclave dans une solution aqueuse de NaHCO_3 ($C = 0,01 \text{ mol/l}$) à pH 10 (Figure 1). La solution a été mélangée en continu. Le test de HPA a été réalisé à 3 températures différentes (75 °C, 80 °C et 85 °C) avec une pression d'oxygène constante de 5 bar et à 3 pressions d'oxygènes différentes (5 bar, 10 bar et 51 bar) avec une température constante de 80 °C. Conformément à la norme EN ISO 13438, cinq échantillons ont été immergés dans la solution aqueuse pendant 24 h à pression atmosphérique normale à $(85 \pm 1) \text{ °C}$, $(80 \pm 1) \text{ °C}$ et $(75 \pm 1) \text{ °C}$ pour servir de référence.

Après des intervalles de temps définis, les échantillons destinés aux tests de traction ont été retirés de l'autoclave et testés conformément à la norme EN 12311-2. Cinq échantillons ont été testés en sens production et en sens travers à une vitesse de 100 mm/min, avec un écartement initial de 80 mm en utilisant un extensomètre optique.

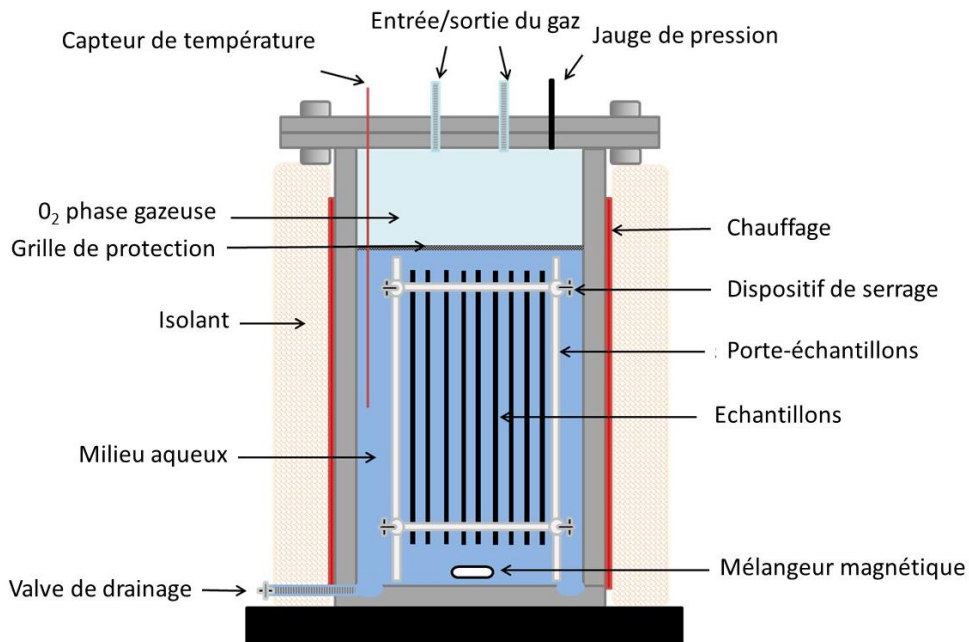


Figure 1. Schéma d'un autoclave haute pression (HPA).

Avant la réalisation des tests de traction, tous les échantillons (y compris les échantillons de référence) ont été séchés conformément à la norme EN 14415 (max. 96 h à 50 °C).

Par ailleurs, l'évolution de la pression d'oxygène dans l'autoclave a été enregistrée en continu. Au fur et à mesure de la consommation d'oxygène, de l'oxygène a été réintroduit dans l'autoclave de telle sorte à avoir une pression constante tout au long du test.

3. Résultats du test et interprétation

3.1 Tests de HPA à différentes températures avec une pression d'oxygène de 5 bar

La Figure 2 illustre sous forme graphique l'évolution dans le temps de la résistance à la traction résiduelle. Les échantillons ont été exposés à 3 températures différentes (75 °C, 80 °C et 85 °C), avec une pression d'oxygène maintenue constante à 5 bar.

Pendant le test, et contrairement à ce qui est attendu lors d'un vieillissement naturel ou en étuve, il a été observé que la résistance à la traction à la rupture baisse plus rapidement que l'allongement à la rupture. Il a donc été décidé d'utiliser la résistance à la traction comme indicateur de l'évolution du test. Les tests étaient arrêtés dès que les échantillons avaient perdu plus de 50 % de leur résistance à la traction initiale.

Il a été considéré comme critère théorique de fin de vie, une contrainte de traction résiduelle à la rupture de 75 % par rapport aux échantillons de contrôle. Afin de déterminer à quel moment la contrainte de traction résiduelle de 75 % est atteinte, un ajustement exponentiel a été appliqué pour chaque condition de test (Figure 2). Comme on pouvait s'y attendre, plus la température est élevée, plus la contrainte résiduelle de 75 % est atteinte rapidement.

L'allongement à la rupture diminue également dans le temps en fonction de la température (Figure 3) mais de manière plus lente que la contrainte résiduelle à la rupture.

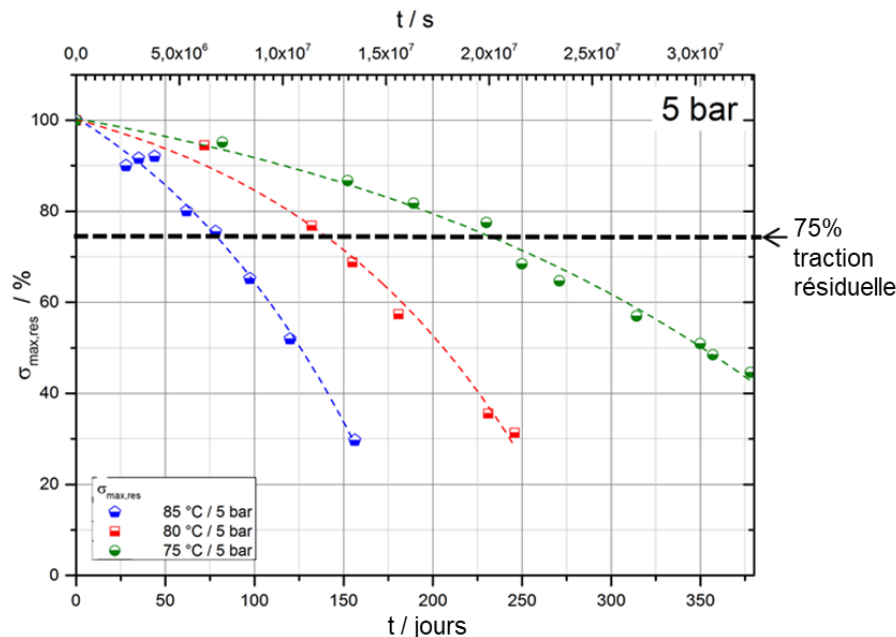


Figure 2. Test de HPA - Évolution de la résistance à la traction résiduelle en fonction du temps à une pression d'oxygène de 5 bar et à des températures de test de 85 °C, 80 °C et 75 °C.

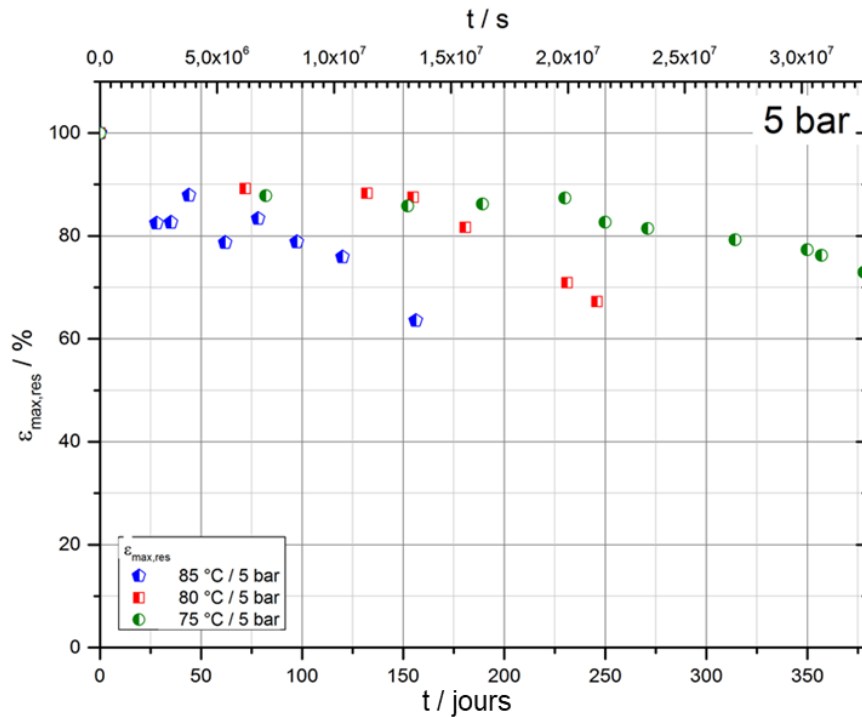


Figure 3. Test de HPA - Évolution de l'allongement à la rupture résiduelle en fonction du temps à une pression d'oxygène de 5 bar et à des températures de test de 85 °C, 80 °C et 75 °C.

Le Tableau 1 reprend les temps d'essais nécessaires pour atteindre 75 % de la contrainte résiduelle à la rupture (fin de vie théorique de la géomembrane) par rapport aux spécimens de contrôle et dans les différentes conditions de tests.

Tableau 1. Temps mesuré pour atteindre la fin de vie à une pression d'oxygène de 5 bar et différentes températures.

Conditions du test	Unité	Durée de vie basée sur 75 % $\sigma_{\max, \text{res}}$
à 85 °C / 5 bar $p(\text{O}_2)$	jour	77
à 80 °C / 5 bar $p(\text{O}_2)$	jour	138
à 75 °C / 5 bar $p(\text{O}_2)$	jour	229

L'extrapolation selon la loi d'Arrhenius a été appliquée sur la base des résultats obtenus (Figure 4). On observe que les différents points, qui correspondent au temps (logarithmique) nécessaire pour atteindre 25 % de perte de traction pour chaque température testée, sont alignés. Ceci est une condition nécessaire pour estimer la durée de vie théorique de la géomembrane à une pression d'oxygène de 5 bar et à une température de service.

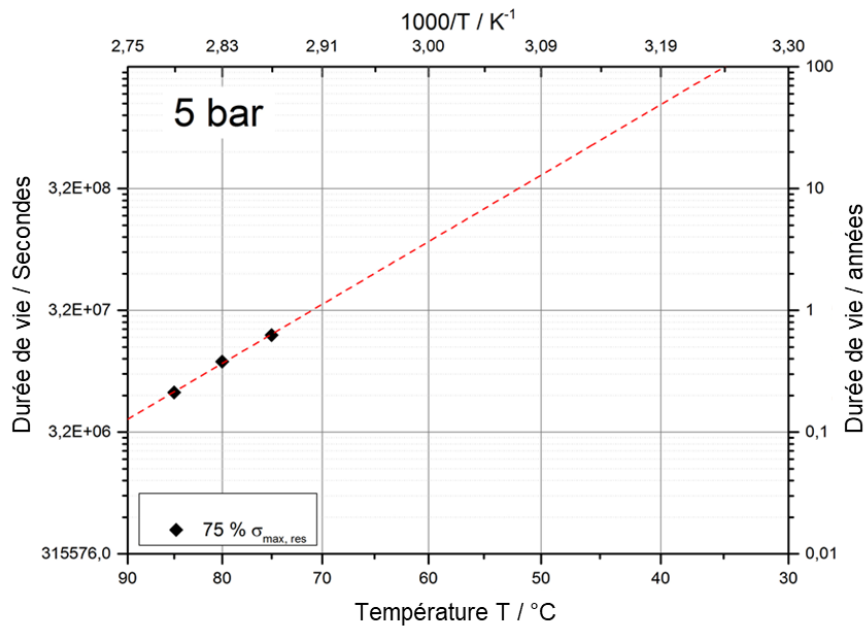


Figure 4. Extrapolation caractéristique selon la loi d'Arrhenius des durées de fin de vie basées sur 75 % de $\sigma_{max,res}$ à une pression d'oxygène de 5 bar, en fonction de la température.

3.2 Tests de HPA à différentes pressions d'oxygène et à 80 °C

La Figure 5 illustre sous forme de graphique l'évolution dans le temps de la résistance à la traction résiduelle pour chaque pression testée. Les échantillons ont été exposés à des pressions d'oxygène de 5 bar, 10 bar et 51 bar, avec une température constante de 80 °C. Afin de déterminer à quel moment la contrainte de traction résiduelle de 75 % est atteinte, un ajustement exponentiel a également été appliqué. Plus la pression d'oxygène est élevée, plus les durées de test sont courtes pour atteindre la contrainte résiduelle de 75 %. Là aussi, les contraintes résiduelles à la rupture diminuent plus rapidement que les allongements à la rupture résiduelles (Figure 6).

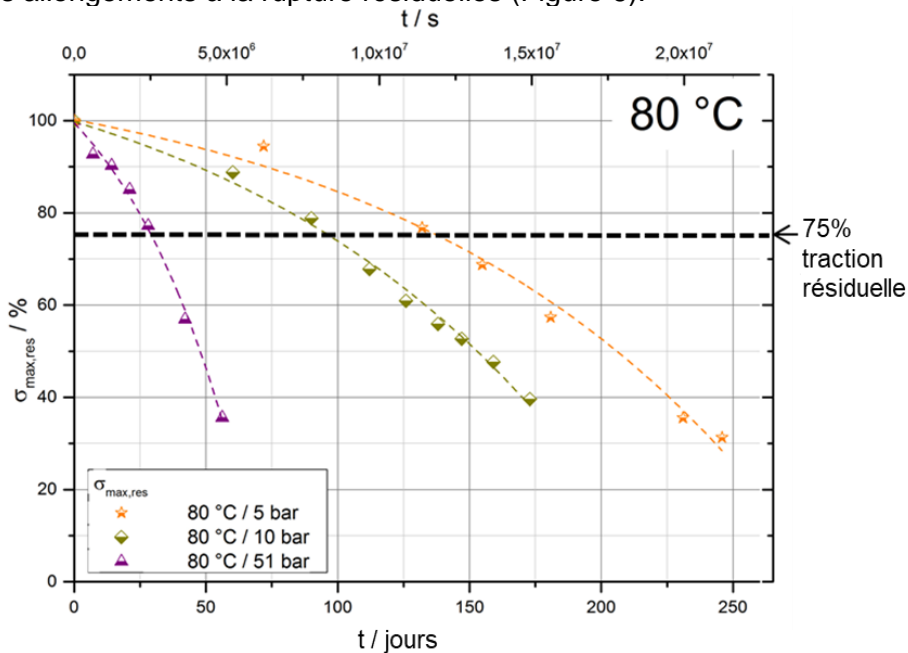


Figure 5. Test de HPA - Évolution de la résistance à la traction résiduelle en fonction du temps, à une température de test de 80 °C et à des pressions d'oxygène de 51 bar, 10 bar et 5 bar.

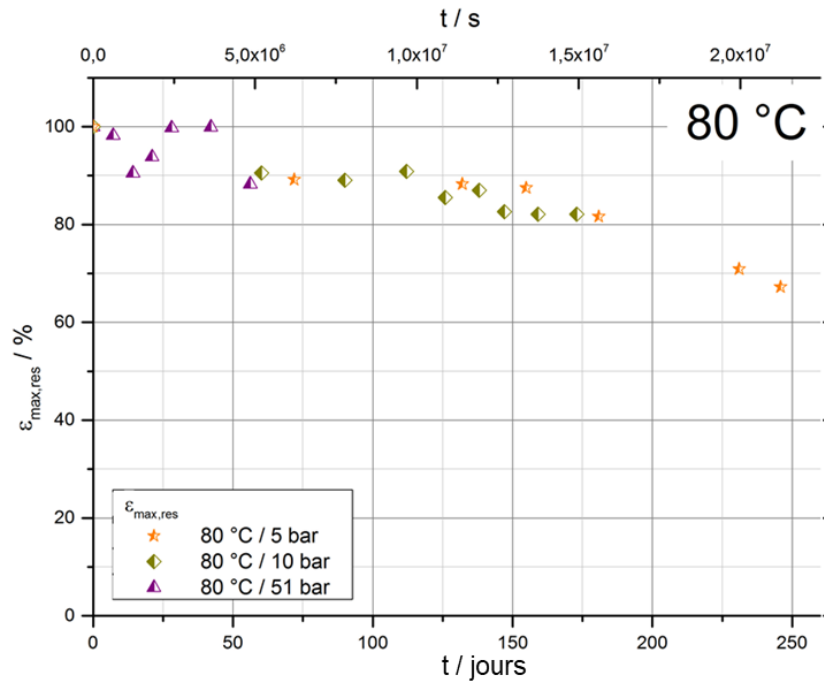


Figure 6. Test de HPA - Évolution de l'allongement à la rupture résiduelle en fonction du temps à une température de test de 80°C et des pressions d'oxygène de 51 bar, 10 bar et 5 bar.

Les temps nécessaires pour atteindre la fin de vie (75 % $\sigma_{\max, \text{res}}$) sur la base d'un test de HPA à 80 °C et à des pressions d'oxygène de 51 bar, 10 bar et 5 bar sont repris dans le Tableau 2.

La Figure 7 montre l'extrapolation double logarithmique du temps en fonction des concentrations en oxygène dissout. Les points reprennent le temps nécessaire pour atteindre 25 % de perte de traction pour chaque pression testée à une température de 80 °C. On observe que les points sont alignés, ce qui est une condition nécessaire pour estimer la durée de vie à une température de 80 °C et à la pression atmosphérique normale.

Durant le test de HPA, l'échantillon n'est pas en contact direct avec l'oxygène gazeux, mais entouré d'une solution aqueuse. Le volume d'oxygène dissout dépend de la pression d'oxygène exercée dans l'autoclave et de la température de la solution. L'augmentation de la température augmente la solubilité de l'oxygène. L'estimation de la concentration d'oxygène dissout dans l'eau en fonction de la température et de la pression d'oxygène a été réalisée en suivant un modèle thermodynamique validé par des conditions expérimentales (Geng et Duan, 2010). Ces valeurs ont été réduites à la plage de paramètres applicables ($p \leq 51$ bar et $0 \text{ °C} \leq T \leq 90 \text{ °C}$) et ajustées en fonction. Sur la base de ce modèle, il est possible de calculer l'oxygène dissout dans toutes les conditions de température et de pression utilisées dans cette étude. Pour des pressions inférieures à 1 bar, les équations de Battino s'appliquent (Battino et al., 1983).

Tableau 2. Temps mesuré pour atteindre la fin de vie à 80 °C et à différentes pressions d'oxygène.

Conditions de test	Unité	Durée de vie basée sur 75 % $\sigma_{\max, \text{res}}$
à 80 °C / 51 bar p(O ₂)	jour	29
à 80 °C / 10 bar p(O ₂)	jour	97
à 80 °C / 5 bar p(O ₂)	jour	138

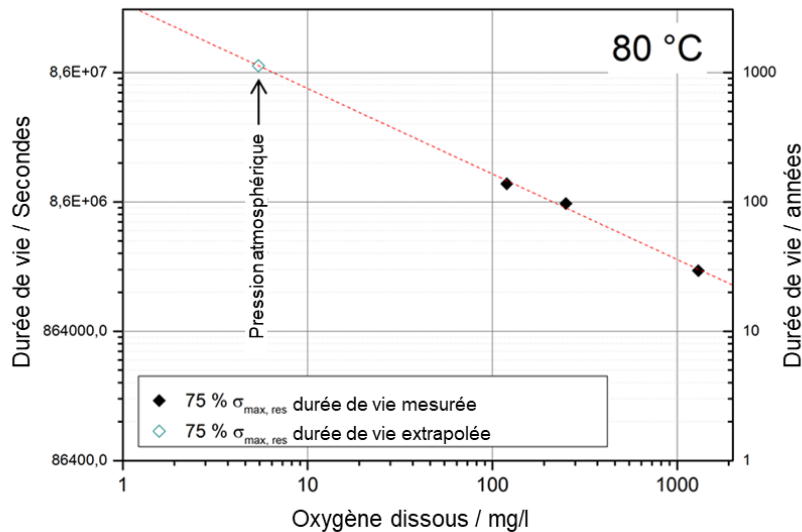


Figure 7. Extrapolation double logarithmique des durées de fin de vie sur la base de 75 % $\sigma_{\max, \text{res}}$ à 80 °C.

3.3 Extrapolation aux conditions d'exploitation

Un graphique 3D a été généré sur la base des extrapolations déjà illustrées dans les Figures 4 et 7. Par conséquent, les deux extrapolations – par rapport à la température et la pression d'oxygène / oxygène dissous – ont été effectuées simultanément (Figure 8). Le temps est tracé logarithmiquement par rapport à l'oxygène dissous (également tracé logarithmiquement) et la température inversée (caractéristique d'Arrhenius). Il en résulte un ajustement en forme de plan incliné offrant la possibilité de faire une estimation de la durée de vie de la géomembrane en conditions de service.

L'extrapolation 3D permet d'estimer la durée de vie sous différentes conditions de température et de pression d'oxygène. Dans la plupart des applications, la pression d'oxygène correspond à la pression atmosphérique. Les températures moyennes en exploitation peuvent fluctuer fortement. Dans des conditions exposées, on suppose que les températures moyennes en exploitation, sous des conditions climatiques en Europe de l'Ouest, avoisinent les 40 °C (conclusions de l'étude SKZ mentionnée au chapitre 1). Pour une géomembrane couverte, par exemple sous 1,0 m du sol, la température moyenne en exploitation sera probablement très inférieure et donc la durée de vie prévue plus longue.

En règle générale, les extrapolations sont réalisées dans une fourchette de 40 °C maximum en-dessous de la température de test. Par conséquent, les extrapolations aux conditions d'exploitation ont été faites à 40 °C et 50 °C et à une pression atmosphérique de 0,21 bar $p(\text{O}_2)$. Le Tableau 3 présente les résultats sous ces conditions. En fonction des températures, respectivement 50°C et 40°C, la durée de vie supposée se situe entre 100 et 360 ans.

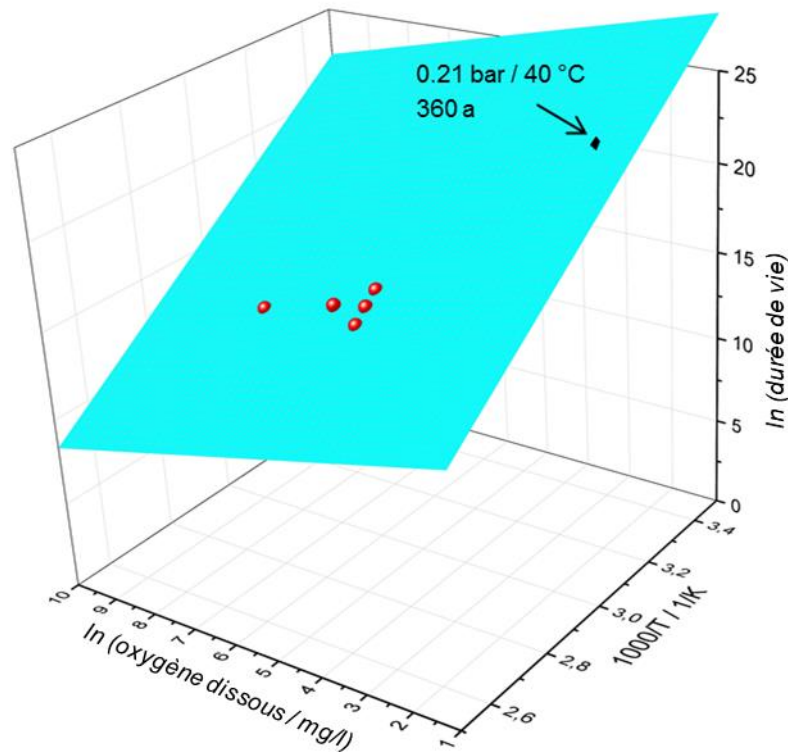


Figure 8. Extrapolation 3D de la durée de vie basée sur 75 % $\sigma_{\max, \text{res}}$. Les cinq boules rouges situent les fins de vie mesurées dans les conditions des tests réalisés. Le losange noir correspond à la durée de vie extrapolée sous conditions d'exploitation.

Le Tableau 3 représente l'extrapolation des durées de vie à des températures de service de 40 °C et 50 °C en prenant comme critère de fin de vie des contraintes résiduelles à la rupture de 75 %.

Tableau 3. Extrapolation des temps d'exploitation

Conditions d'exploitation	Unité	Durée de vie en exploitation basée sur 75 %	
		$\sigma_{\max, \text{res}}$	
40 °C / pression atmosphérique	ans	360	
50 °C / pression atmosphérique	ans	100	

4. Consommation d'oxygène

Dans cette étude portant sur les géomembranes EPDM, il a été observé que la pression d'oxygène et les propriétés mécaniques diminuent légèrement, mais de manière constante dès le début des essais. La diminution théorique de la pression d'oxygène est représentée dans le graphique situé à droite de la Figure 9. La courbe réelle de pression se présente différemment, puisque des réajustements réguliers de la pression d'oxygène ont été nécessaires pour maintenir une concentration d'oxygène constante pendant toute la durée du test. Ceci signifie que de l'oxygène était consommé en continu durant les essais de vieillissement artificiel.

L'interprétation qui s'impose est que la dégradation des géomembranes EPDM sous des conditions thermo-oxydatives est un processus continu et qu'il ne faut pas s'attendre à des changements soudains des propriétés mécaniques. Ceci est certainement dû au fait que la composition de membranes EPDM ne contient pas d'antioxydants.

Les résultats obtenus avec d'autres tests de HPA sur des produits stabilisés avec des agents phénoliques, par exemple des tuyaux en plastique en polyéthylène haute densité (PEHD) (Battino et al., 1983 ; Martin et Zanzinger, 2018) ou des géotextiles en polypropylène (PP) (Hausmann et al., 2016) confirment que la pression d'oxygène et les propriétés mécaniques restent pratiquement constantes pendant la majorité de la durée du test. Tout à la fin de la période de test, la pression d'oxygène chute et les propriétés mécaniques se dégradent rapidement. Le graphique situé à gauche de la Figure 9 illustre

la baisse théorique de la pression d'oxygène pour un plastique PE ou PP stabilisé avec un agent phénolique.

L'oxydation d'échantillons de PE et PP stabilisés avec des agents phénoliques est un processus en trois étapes (Hsuan et Koerner, 2016 ; Hsuan et Li, 2005). Lors du processus d'oxydation d'échantillons de PE et PP stabilisés, le stabilisateur phénolique est consommé en premier (première étape), s'ensuit alors une étape d'induction (deuxième étape), puis une troisième étape avec la diminution des propriétés mécaniques.

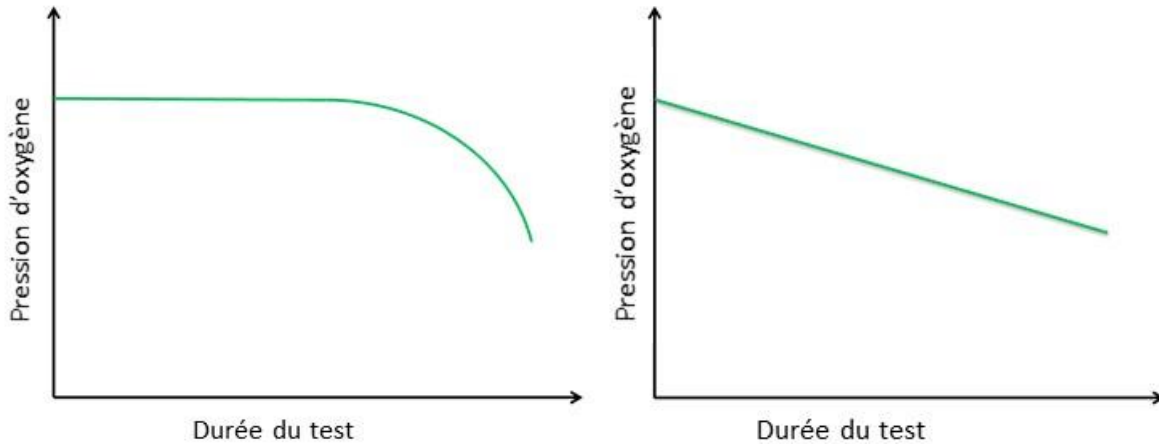


Figure 9. Schéma de la baisse de la pression d'oxygène durant le test de HPA :
À gauche : échantillon PE ou PP stabilisé avec un agent phénolique. À droite : échantillon EPDM

5. Processus de dégradation des polymères EPDM

Des échantillons soumis à un vieillissement conventionnel en étuve ou prélevés sur d'anciennes infrastructures (réservoirs d'irrigation) montrent que l'allongement à la rupture tend à diminuer au fil du temps tandis que la résistance à la traction à la rupture reste plutôt stable (Blanco et al., 2014). Cette évolution des propriétés mécaniques s'explique par le fait que, dans le cas de l'EPDM, durant le phénomène d'oxydation (induit par l'exposition à la température et aux UV), les réactions de combinaison des chaînes carbonées (réticulation) prévalent sur la réaction de clivage de la chaîne carbonée principale (Kumar et al., 2004). En conséquence, on observe une baisse de la mobilité moléculaire et une augmentation de la masse moléculaire (Kumar et al., 2004). Ces réactions sont similaires au processus de vulcanisation lors de la production d'une membrane EPDM. Ceci est une des raisons pour lesquelles les géomembranes EPDM peuvent se passer d'antioxydants dans leur formule.

En revanche, dans le cas d'un test HPA, la diminution de l'allongement à la rupture survient à un rythme beaucoup plus lent que la diminution de la résistance à la traction à la rupture. Cette différence est plus accentuée dans le cas d'une augmentation de la pression d'oxygène que dans celui d'une augmentation de la température. Cette évolution des propriétés mécaniques peut s'expliquer par le fait que, à une pression d'oxygène élevée, l'oxydation du polymère est beaucoup plus importante et les réactions de réticulation ne prévalent plus sur les réactions de clivage des chaînes carbonées principales. De ce fait, la résistance à la traction de la membrane est directement affectée et diminue beaucoup plus rapidement qu'en cas d'exposition à une pression d'oxygène normale. Le test de HPA accélère des réactions chimiques qui se produiraient à un rythme très lent dans des conditions réelles sur site et permet ainsi de donner une estimation de la durée de vie de la membrane après une durée de test nettement plus courte comparée à d'autres tests de vieillissement.

6. Conclusions

Une géomembrane EPDM a été soumise à un test de vieillissement thermo-oxydant dans un autoclave haute pression (HPA) à des températures de 75 °C, 80 °C et 85 °C et à des pressions d'oxygène élevées (5 bar, 10 bar et 51 bar). La progression du vieillissement accéléré était surveillée pendant l'exposition au test de HPA via des essais de traction et l'enregistrement de la pression d'oxygène. La résistance à la traction diminue de manière continue au cours de l'exposition. Cette diminution est

d'autant plus rapide que la température et/ou la pression d'oxygène sont élevées. En prenant comme critère de fin de vie théorique 75 % de résistance résiduelle à la traction et à partir d'un modèle d'extrapolation 3D basé sur la loi d'Arrhenius, la durée de vie théorique à pression atmosphérique normale et pour une température de service a été estimée.

Cette étude montre que la méthode de test HPA pour accélérer artificiellement le processus de vieillissement fournit des estimations fiables de durée de vie dans des temps de tests très courts. Il en résulte une estimation de durée de vie théorique de 100 ans et de 360 ans, à des températures d'exploitation moyennes de respectivement 50 °C et 40 °C pour la géomembrane EPDM testée en conditions oxydatives. Il semblerait que la géomembrane EPDM ait consommé les molécules d'oxygène dissoutes dès le début de son exposition. Les propriétés mécaniques évoluent graduellement, en raison de la dégradation des chaînes, et aucune défaillance soudaine de l'EPDM à la fin de la durée de vie n'est à prévoir.

Il est important de noter que cette estimation de la durée de vie théorique par vieillissement artificiel ne prend en compte que le processus de thermo-oxydation. Dans les conditions réelles d'utilisation, le vieillissement résulte de la combinaison de différentes contraintes environnementales comme la température, les UV, la lixiviation, les contraintes mécaniques et chimiques...

7. Références

- Battino R, Rettich T., Tominaga T. (1983). Journal of Physical and Chemical Reference Data The solubility of Oxygen and Ozone in Liquids 12 163-178
- Blanco M., Aguiar E., Castillo F., Soriano J., Noval A., Touze-Foltz N., Pargada L., Rico G., Aguiar E. (2011). Comparative study of three different kinds of géomembranes (PVC-P, HDPE, EPDM). 5th European Geosynthetics Congress 2 25 030 Besancon
- Blanco M., Aguiar E., García F., Vara T., Soriano J., Castillo F. (2011). État de la géomembrane en EPDM de la retenue d' "El Golfo" dans l'île d'El Hierro (Îles Canaries). Proc. 8eme Rencontres Géosynthétiques 283-293. Tours
- Blanco M, Aguiar E., Castillo F., Touze-Foltz N., Aguiar E., Amat B. (2014). Behaviour of EPDM geomembrane 18 years after its installation in a water reservoir. 10th International Conference on Geosynthetics, Berlin
- Ciullo P., Hewitt N. (1999). The Rubber formulary, Compounding materials, antiozonant 13, 47
- Geng M., Duan Z. (2010). Prediction of oxygen solubility in pure water and brines up to high temperatures and pressures. Geochimica et Cosmochimica Acta, 74 5631-5640
- Hausmann S., Zanzinger H., MacKenzie C., Els C. (2016). Accelerated ageing of polypropylene geotextiles in autoclaves at elevated temperature and oxygen pressure. EuroGeo6, 6th European Geosynthetics Congress, 25-28 September 2016, Ljubljana, Slovenia
- Hsuan Y. G., Koerner R. M. (1998). Antioxidant depletion lifetime in high density polyethylene geomembranes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124 532-541
- Hsuan Y. G., Li M. (2005). Temperature and pressure effects on the oxidation of high-density polyethylene geogrids, Geotextiles and Geomembranes 23 55-75
- Koerner R. M., Hsuan Y. G., Koerner G. R. (2016). Lifetime predictions of exposed geotextiles and geomembranes, Geo-Americas, Miami Beach, USA
- Martin A., Zanzinger H. (2018). Comparative study: Oven tests and high-pressure autoclave tests (HPAT) on one commercially available PE-HD material. 11th International conference on Geosynthetics, Seoul, Korea
- Kumar A., Commereuc S., Verney V. (2004). Ageing of elastomers: a molecular approach based on rheological characterization Polymer Degradation and Stability 751-757
- Zanzinger H., Engelsing K., Hausmann S. (2014). Durability of polyethylene geopipes for landfill applications after several years in service. 10th International conference on Geosynthetics, Berlin, Germany, 21-25 September 2014, 8p

CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS DE FROTTEMENT DES GÉOMEMBRANES TEXTURÉES

CHARACTERIZATION OF SHEAR PROPERTIES OF TEXTURED GEOMEMBRANES

Eric BLOND¹, David BEAUMIER²

1 Eric Blond Consultant, Montréal (Québec), Canada

2 Groupe CTT, St-Hyacinthe (Québec), Canada

RÉSUMÉ – Le frottement à l'interface géomembrane / sol ou géomembrane / géosynthétique est une des problématiques devant être gérée lors de la conception d'ouvrages d'étanchéité. La caractérisation de la résistance au cisaillement des interfaces est bien maîtrisée grâce aux essais ISO 12957-1 et -2. Cependant, ces essais se prêtent mal aux travaux de contrôle de la qualité de production ou de livraison sur chantier. Dans cet article, on décrit le comportement des interfaces impliquant les géosynthétiques, les propriétés des géomembranes susceptibles d'influencer leur résistance au cisaillement et on propose une approche simple pour la caractérisation de la surface des géomembranes texturées par projection de filaments à l'aide d'un essai de compression avec plan incliné.

Mots-clés : géomembrane, interface, frottement, texture, projection.

ABSTRACT – Friction at the geomembrane/soil or geomembrane/geosynthetic interface is one of the issues that needs to be managed in the design of containment structures. Characterization of interface shear strength is well understood through ISO 12957-1 and -2 tests, but these tests are not well suited for manufacturing or construction quality control. This paper describes the typical behavior of geosynthetic interfaces, the properties of geomembranes that may influence shear strength at their interface and proposes a simple approach for characterizing the surface of geomembranes textured using the spray-on technology using an inclined plane compression test.

Keywords: geomembrane, interface, shear, texture, spray-on.

1. Introduction

Les propriétés de frottement à l'interface sont souvent au cœur du processus de dimensionnement d'un ouvrage de confinement. Celles-ci déterminent l'angle maximal que pourront avoir les pentes de l'ouvrage. Dans le cas du confinement de matières résiduelles, cet aspect affecte donc le niveau de rentabilité d'un ouvrage, voir sa faisabilité, car il influence le volume de matériaux pouvant être confiné sur une emprise au sol qui, elle, reste fixe et souvent fixée par décret.

Les normes ISO 12957-1 et 12957-2 permettent de caractériser le comportement de n'importe quelle interface comprenant au moins un géosynthétique. L'essai ISO 12957-2 est fait en utilisant un plan incliné et est adapté à la modélisation de faibles contraintes normales. Il permet de mesurer la résistance au cisaillement maximale au-delà de laquelle un déplacement se produira entre les deux matériaux. L'essai ISO 12957-1 est, quant à lui, réalisé avec une boîte de cisaillement direct, et permet l'observation de la résistance maximale ainsi que de la résistance à grande déformation.

Dans un contexte de spécification et de contrôle des matériaux, un problème notable est la lourdeur de réalisation des essais de cisaillement, qui rend très difficile leur utilisation dans un programme d'assurance qualité. Il importe donc d'identifier une propriété intrinsèque permettant de caractériser les matériaux d'une façon permettant leur spécification, et leur vérification afin d'assurer que le matériau livré sur chantier offrira des caractéristiques comparables à celles considérées lors du dimensionnement.

2. Notions de dimensionnement des interfaces

Plusieurs configurations peuvent nécessiter que l'on se préoccupe du frottement le long de la surface d'une géomembrane. Sans être exhaustive, la liste suivante présente quelques cas de figures parmi les plus courants :

- stabilité des recouvrements granulaires installés sur une étanchéité géosynthétique installée en couverture d'un site d'entreposage de matières résiduelles, de stériles ou autres matériau entreposé à long terme ;
- stabilité des pentes dans un ouvrage de confinement ;
- stabilité globale d'un massif de matériaux reposant sur une géomembrane – par exemple une plate-forme de lixiviation ;
- sécurité de piétons ou d'animaux circulant sur une membrane laissée exposée.

Pour analyser la stabilité d'une interface, on doit comparer la résistance au cisaillement offerte par l'interface à la contrainte tangentielle qui prévaut sur cette interface, tel qu'illustré par la figure 1.

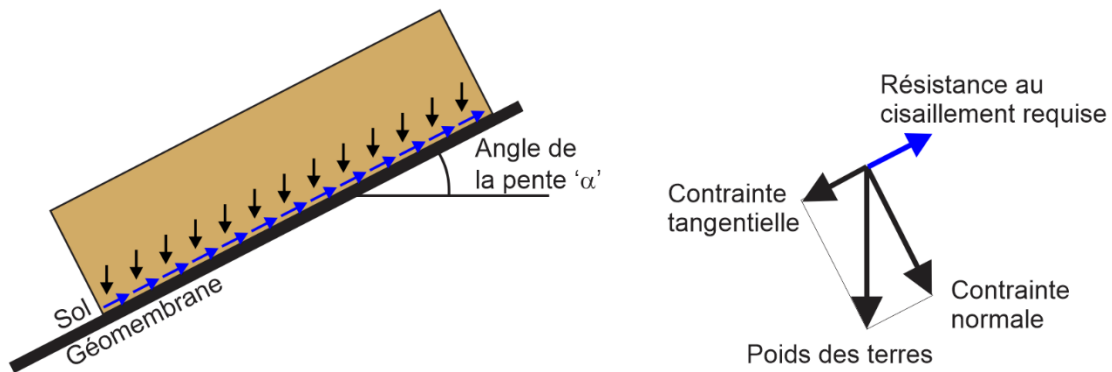


Figure 1. Stabilité d'une interface

Un facteur de sécurité applicable à la stabilité de l'interface peut être défini en divisant la résistance au cisaillement offerte par l'interface sous une contrainte de service donnée à la composante tangentielle de la contrainte de service.

Lorsque la contrainte appliquée n'implique que le poids des terres, une méthode simple et conservatrice consiste à considérer une pente infinie, ce qui permet de comparer l'angle de la pente avec l'angle de frottement caractérisant l'interface analysée. Un facteur de sécurité peut alors être calculé en divisant la tangente de l'angle de frottement de l'interface et la tangente de la pente (Koerner, 2012). Cette approche est conservatrice dans la mesure où elle néglige la contribution de la butée de pied.

$$FS = \frac{\text{Résistance au cisaillement}}{\text{contrainte tangentielle}} \approx \frac{\tan(\text{angle de frottement})}{\tan(\text{angle de la pente})} \quad (1)$$

L'angle de frottement de l'interface est déterminé en effectuant plusieurs essais de cisaillement sous au moins trois contraintes normales différentes et en traçant l'enveloppe de Mohr-Coulomb (Figure 2). Plusieurs problématiques doivent cependant être considérées lors du choix de l'angle de frottement caractérisant l'interface impliquant la géomembrane :

- L'angle de frottement à l'interface *varie avec la contrainte normale*. Au-delà d'une certaine contrainte, dont le module est fonction de l'interface, plus la contrainte augmente, plus l'angle de frottement diminue (figure 3).
- Les interfaces impliquant des géosynthétiques exhibent souvent une *adhésion non-nulle*. Pour tenir compte de l'adhésion dans la détermination du Facteur de Sécurité (équation 1), on peut utiliser l'angle de frottement sécant pour la contrainte normale considérée, plutôt que l'angle de frottement tangent (figure 4). Cependant, le concepteur préfère parfois négliger complètement la contribution de l'adhésion et considérer que celle-ci contribue à l'augmentation du facteur de sécurité.
- La plupart des interfaces présentent une résistance au cisaillement qui *varie avec le déplacement relatif de l'interface*. On peut ainsi définir un angle de frottement maximum, qui correspond à une configuration où les matériaux n'ont subi aucun déplacement relatif l'un par rapport à l'autre, ou bien un angle de frottement dit « à grande déformation », qui est évalué en considérant la contrainte de cisaillement mesurée après un déplacement relatif des deux matériaux de 75 mm. Selon le type d'interface, l'angle de frottement à grande déformation peut être significativement différent de l'angle de frottement maximum. On notera cependant que les essais ISO 12957-1 et

ISO 12957-2 ne proposaient pas de procédure pour la détermination des propriétés dites « à grande déformation » dans les versions publiées en 2018 (actuellement valide) et dans les versions précédentes. Cette propriété peut cependant être déterminée par l'essai ASTM D5321, lequel est globalement semblable à ISO 12957-1 et utilise le même équipement.

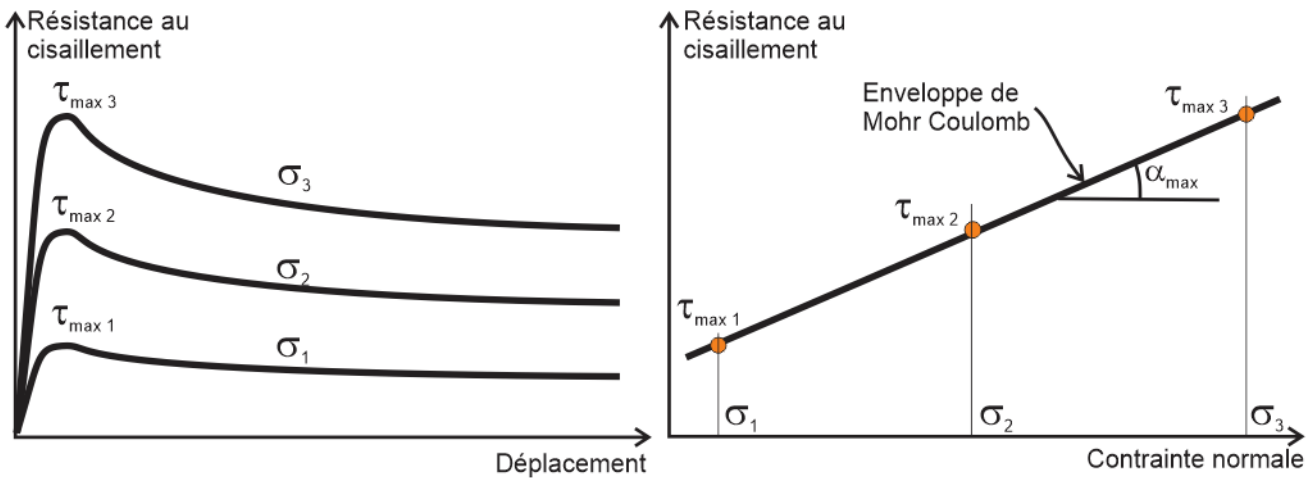


Figure 2. Détermination de l'angle de frottement par l'essai de cisaillement direct

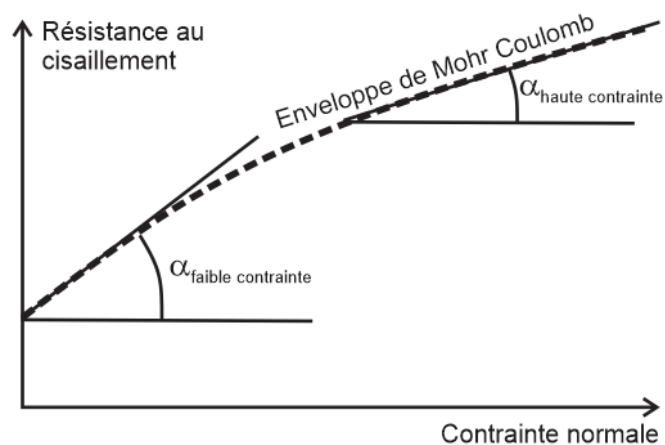


Figure 3. Variation de l'angle de frottement avec la contrainte normale

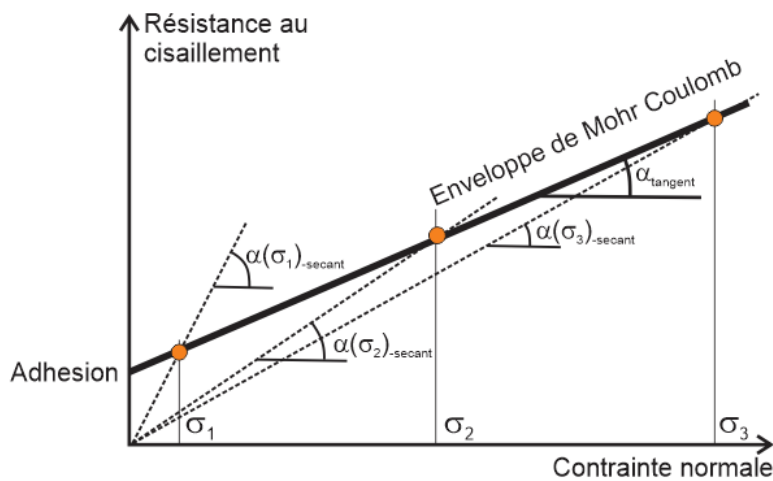


Figure 4. Angle de frottement sécant versus angle de frottement tangent

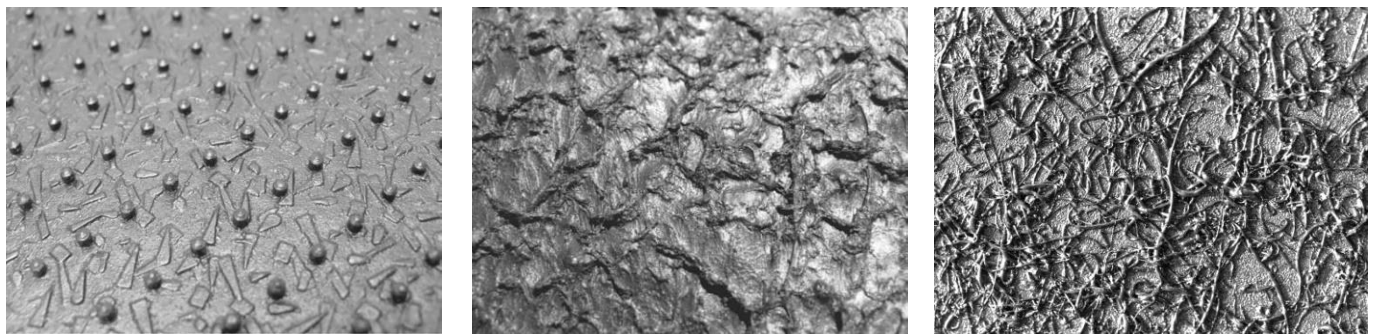
En résumé, la définition d'un facteur de sécurité pour la stabilité de la pente nécessite la connaissance de l'angle de frottement de l'interface entre la géomembrane et le matériau adjacent, lequel est spécifique à la nature des deux matériaux constituant l'interface, varie avec la contrainte normale, et avec l'historique de l'interface.

Une fois cet angle de frottement connu, il devient pertinent de le corrélérer avec une propriété intrinsèque de chacun des matériaux pour faciliter la spécification, et le contrôle qualité en production. Blond et Élie (2006) ont mis en évidence que, pour les géomembranes produites par coextrusion soufflage (décrites dans la section suivante), la résistance au cisaillement des interfaces géomembrane / géotextile est principalement définie par les caractéristiques de la texture de la géomembrane texturée, les différences de masse surfacique entre différents géotextiles de polypropylène n'ayant que peu ou pas d'influence. La connaissance et le contrôle des propriétés de surface des géomembranes texturées se trouve donc être un élément déterminant la stabilité de l'interface.

3. Caractéristiques de surface des géomembranes texturées

3.1. État de l'art

Afin de procurer des propriétés en frottement suffisantes, la surface des géomembranes de polyéthylène peut être texturée. La résistance au cisaillement se trouve ainsi influencée par une caractéristique de surface, c'est à dire par une propriété intrinsèque de la géomembrane.



a- calandrage

b- coextrusion-soufflage

c- projection

Figure 5. Types de texture des géomembranes de polyéthylène (a- et b- : de Scheirs, 2009)

Blond et Élie (2006) ont observé que, pour les géomembranes dont la texture est produite par coextrusion soufflage, il existe une relation entre la résistance au cisaillement et la hauteur des aspérités, qui peut être mesurée par l'essai ASTM D7466 (équivalent à l'essai GRI GM12 référencé par Blond et Elie).

Adesokan et Blond (2018) ont aussi montré qu'en plus de la hauteur des aspérités, la densité des aspérités influence la résistance au cisaillement des interfaces impliquant une géomembrane – leur étude étant aussi centrée sur le procédé de texturisation par coextrusion-soufflage. Cependant, aucune méthode de caractérisation de la densité de la texture n'est référencée par Adesokan.

Adeleke (2020) a démontré que la hauteur des crampons ainsi que leur densité affectent les propriétés de frottement maximum des géomembranes calandrées. Il a aussi suggéré que la rugosité de surface pouvait aussi avoir un impact sur les propriétés mesurées à grande déformation. Cependant, aucune méthode de caractérisation normalisée n'est référencée par cet auteur. La hauteur des crampons ainsi que leur densité sont définies par les caractéristiques du rouleau de calandrage utilisé lors de la fabrication. Du fait de la relativement faible densité de crampons et de la facilité à les identifier visuellement, leurs propriétés peuvent être mesurées en utilisant une règle et la jauge de profondeur décrite dans ASTM D7466. Cependant, la rugosité de surface n'est pas mesurable à l'aide d'une méthode normalisée.

Pour les géomembranes dont la texture est produite par projection, les propriétés de frottement sont déterminées par la densité de la texture, laquelle influence aussi la hauteur des aspérités mesurée selon ASTM D7466. Cette densité est contrôlée en production, cependant aucune méthode d'essai ne permet de mesurer cette caractéristique une fois la production achevée.

3.2. Généralisation

On note que les conclusions d'Adeleke sont en général cohérentes avec celles d'Adesokan, et conformes aux observations de terrain : plus les aspérités sont élevées et en grande densité, et plus la surface est rugueuse (une propriété qui s'apparente à la densité des aspérités dans le cas des textures coextrudées et projetées), plus la résistance au cisaillement développée à l'interface sera élevée.

Quelle que soit la technique de production de la texture utilisée, la résistance au cisaillement sera donc influencée par la morphologie de la surface et la façon dont celle-ci interagira avec le matériau en contact (par exemple, le sol, ou un géotextile). Un gravier grossier dont les particules sont arrondies n'offrira effectivement pas autant de prises aux aspérités de la géomembrane qu'un sable fin angulaire, ni qu'un géotextile ou de l'argile, et ce quelle que soit la texture.

Il n'est cependant pas possible de déterminer une règle universelle mettant en relation une propriété indicative de la texture de surface, quelle que soit sa morphologie, et permettant de prédire la résistance au cisaillement que pourra exhiber la géomembrane. De plus, la morphologie de la texture n'est pas la seule caractéristique susceptible d'affecter la résistance au cisaillement : les propriétés d'adhérence propres au polymère affecteront aussi la résistance au cisaillement, notamment l'énergie de surface.

En bref, il n'est pas possible de déterminer une propriété physique applicable à n'importe quelle texture, et garantissant l'atteinte d'un niveau de performance recherché du matériau.

3.3. Le problème de la spécification de la texture

Une valeur fiable de résistance au cisaillement d'une interface peut être mesurée avec un essai de cisaillement direct selon ISO 12957-1 ou ASTM D5321 en utilisant les matériaux qui seront utilisés sur site et en modélisant les conditions de service anticipées. Cependant, la réalisation de tels tests ne peut être considérée que dans un contexte de dimensionnement, le problème de la spécification et du contrôle qualité des matériaux à la livraison restant entier, notamment pour la géomembrane, dont les caractéristiques de surface peuvent être ajustées.

À défaut de bonne pratique, la moins mauvaise pratique actuelle est de caractériser les propriétés intrinsèques de la texture de la géomembrane ayant fait l'objet d'un essai de cisaillement, et d'utiliser ces propriétés pour le contrôle des matériaux livrés au chantier. La terminologie « moins mauvaise pratique » est utilisée ici car cette méthode présente plusieurs limitations, les principales étant d'ordre commercial. En effet, spécifier une technologie de texturation en particulier peut limiter à un seul le nombre de fournisseurs capables de livrer un matériau, ce qui peut affecter le prix de vente du produit. De plus, en cas de problème de livraison, cette pratique empêche, ou tout au moins ralentit, l'identification d'un fournisseur alternatif.

Il semble donc essentiel de trouver une méthode de caractérisation des textures présentant une meilleure corrélation avec les résultats d'un essai de cisaillement direct. Idéalement, cette méthode devrait être applicable à un plus grand nombre, sinon toutes les textures offertes pour des géomembranes.

4 Nouvelle approche pour la caractérisation des propriétés contrôlant la résistance au cisaillement des géomembranes

4.1. Objectifs et méthodologie

Compte tenu des éléments présentés précédemment, une démarche a été entamée pour améliorer la compréhension des caractéristiques de surface des géomembranes texturées. Cette démarche a été essentiellement articulée autour des géomembranes produites par projection, dans la mesure où aucune publication mettant en relation les caractéristiques de la texture avec les propriétés de frottement ne semble disponible.

L'approche privilégiée a été de rechercher une propriété intrinsèque, mettant en œuvre directement le mécanisme de frottement, et ne faisant autant que possible pas intervenir de matériaux de référence. Un critère important était le temps de réalisation de l'essai, qui devrait rester le plus court possible, et dans tous les cas inférieur à une heure afin de pouvoir être utilisé efficacement dans un contexte de contrôle qualité de fabrication ou dans le cadre d'un programme d'assurance de la qualité.

La caractéristique de référence utilisée est la résistance au cisaillement maximum déterminée par un essai ISO 12957-1, pour lequel la géomembrane est testée contre elle-même. La propriété ainsi obtenue n'est pas utilisable pour fin de conception car elle ne fait pas intervenir les matériaux qui seront en contact avec l'autre.

L'essai qui a été développé consiste essentiellement en l'utilisation d'une contrainte normale appliquée sur une interface présentant un angle avec la direction de la contrainte, l'une des 2 interfaces étant attachée à un chariot libre de se déplacer dans une direction perpendiculaire à la contrainte (figure 6). Il reproduit donc assez fidèlement les conditions de service qui seront expérimentées sur le terrain, pour lesquelles la contrainte appliquée, soit le poids des terres, est verticale. Cette contrainte provoque une réaction à l'interface de la géomembrane qui se décompose en deux parties : une contrainte normale et

une contrainte tangentielle, laquelle va mobiliser la résistance au cisaillement de l'interface – tel que décrit sur la figure 1.

On remarque que, dans la mesure où la contrainte est appliquée avec un angle incident fixé, la contrainte normale et la contrainte tangentielle augmentent proportionnellement : si F est la force appliquée, S la surface de contact et α l'angle d'essai, le module de la contrainte normale est égal à $(F \cdot \cos \alpha) / S$, tandis que le module de la contrainte tangentielle est égal à $(F \cdot \sin \alpha) / S$, où la contrainte tangentielle est la contrainte provoquant le cisaillement de l'interface.

Deux cas de figure se présentent alors :

- Si l'angle de frottement à l'interface est supérieur à l'angle d'essai, la résistance au cisaillement offerte par l'interface est supérieure à la contrainte de cisaillement, le système reste donc stable.
- Si l'angle de frottement à l'interface est inférieur à l'angle d'essai, la résistance au cisaillement offerte par l'interface est inférieure à la contrainte de cisaillement, un déplacement est donc possible. Dans la mesure où le chariot est libre de se déplacer dans une direction horizontale (perpendiculaire à la contrainte appliquée), ce déplacement se produit et aucune contrainte horizontale ne peut être mobilisée par l'appareillage.

En pratique, l'essai proposé se distingue de l'essai de cisaillement direct ISO 12957-1 par le cheminement de contrainte menant à la rupture :

- Dans l'essai de cisaillement direct, la contrainte normale est fixée, on cherche une valeur limite de résistance au cisaillement en contrôlant un déplacement, et l'analyse de ces résultats mène à la définition de l'angle de frottement.
- Dans l'essai proposé, on recherche une contrainte verticale qui mènera à la rupture de l'interface positionnée dans un angle prédéterminé. La contrainte verticale est augmentée en contrôlant le déplacement vertical dans une structure quasi-incompressible. Les contraintes normales et tangentielles augmentent simultanément, tandis qu'un déplacement relatif des deux interfaces se produit.

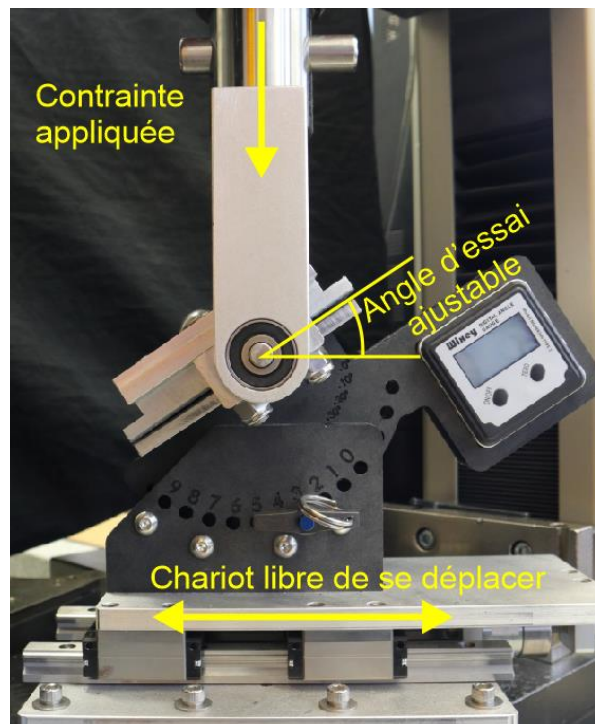


Figure 6. Appareillage de l'essai de compression avec plan incliné

D'un point de vue pratique, cet essai permet ainsi de définir une contrainte verticale maximale en deçà de laquelle le système sera stable pour un angle d'essai donné. Cette approche présente deux intérêts :

- l'angle d'essai représente l'angle sécant défini sur la figure 4. Il tient donc compte de l'adhésion ainsi que de l'angle de frottement caractérisant la pente de l'enveloppe de Mohr-Coulomb ;
- le module de la force mesurée représente une valeur ayant une signification physique, soit le poids des terres mesuré dans une direction verticale – et non pas perpendiculairement à la direction de la pente.

Les détails relatifs au dimensionnement de l'appareil feront l'objet d'une autre publication et/ou d'une norme d'essai. À cette étape, on peut cependant souligner les éléments suivants.

- Les deux plateaux sont recouverts d'une surface abrasive présentant une résistance au cisaillement supérieure à celle que l'on cherche à mesurer. Par conséquent, aucun ancrage des spécimens n'est nécessaire, autre que ce qui est nécessaire à leur mise en place.
- La position de l'axe de rotation du plateau supérieur est située dans le plan de l'interface afin d'éviter de développement d'un couple parasite.
- Le système permet un réglage au degré près en utilisant un système d'alignement mécanique et de gougeons.
- L'angle est mesuré avec une précision de 0,1 degré par un dispositif indépendant du dispositif de réglage. Le dispositif de mesure est calibré en considérant l'angle avec la direction de l'axe d'application de la force.
- Un système de retenue initiale du chariot mobile par aimant assure d'une part le bon alignement initial de l'appareil, qui assure le contrôle de la surface d'essai, et d'autre part qu'aucun déplacement horizontal ne se produise avant que les deux interfaces ne soient pleinement en contact et qu'une force minimale soit mobilisée sur l'interface, quelle que soit la courbure résiduelle initiale des spécimens d'essai. La force de retenue est ajustée pour représenter une force marginale en comparaison avec la force mesurée.

Le protocole de réalisation de l'essai peut être résumé en la succession des étapes suivantes, lesquelles nécessitent un total d'environ 5 minutes pour la réalisation d'un test :

1. Ajustement et vérification de l'angle d'essai.
2. Mise en position initiale du chariot horizontal.
3. Vérification de l'appareillage.
4. Installation des spécimens sur la surface abrasive.
5. Approche rapide des plateaux jusqu'à un contact complet et une force initiale de quelques Newtons.
6. Démarrage de l'essai.
7. Arrêt de l'essai une fois un pic atteint et/ou la force maximum admissible pour l'appareil observée.

4.2. Essais préliminaires

La figure 7 présente le résultat brut obtenu en évaluant une géomembrane à texture projetée de moyenne densité contre elle-même, pour différent angles variant entre ~20 et ~30 degrés. On peut observer que la force maximale atteinte diminue alors que l'angle augmente. Pour l'essai réalisé avec un angle de 29,8 degrés, la force mesurée représente la force de libération du système de retenue : à toutes fins pratiques l'interface n'offre plus aucune résistance au cisaillement.

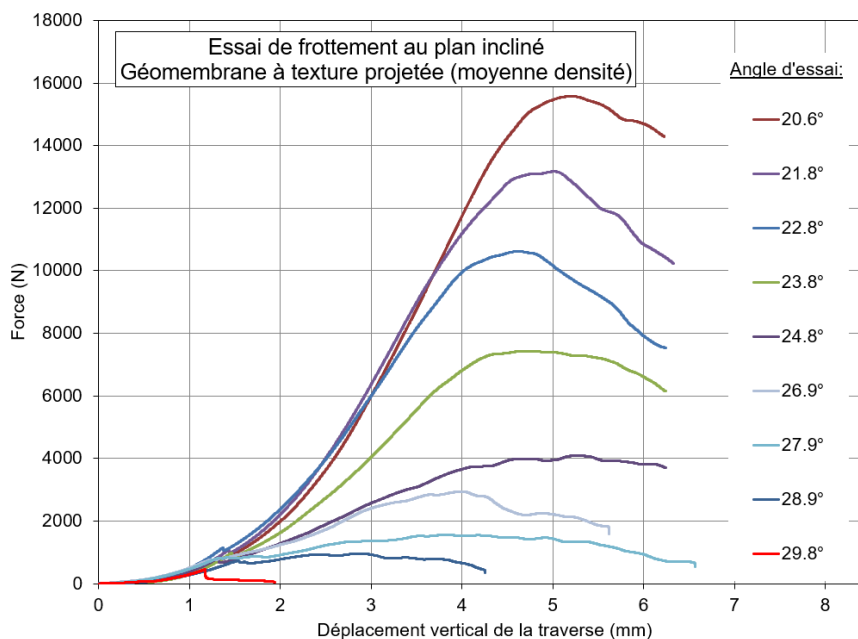


Figure 7. Résultats bruts – essai au plan incliné

Ces résultats peuvent être utilisés pour déterminer la contrainte normale et la contrainte tangentielle ayant mené au glissement de l'interface :

$$\sigma_{\alpha} = \frac{F_{\max(\alpha)} \times \cos \alpha}{S}$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{F_{\max(\alpha)} \times \sin \alpha}{S}$$
(2)

où α est l'angle fixé pour un essai donné, $F_{\max(\alpha)}$ la force maximum observée pour cet angle, S la surface de contact, σ_{α} la contrainte normale et τ_{α} la résistance au cisaillement correspondante. Le couple $(\sigma_{\alpha}, \tau_{\alpha})$ définissant une rupture, celui-ci est placé sur l'enveloppe de Mohr-Coulomb de l'interface évaluée. La figure 8 présente les enveloppes de rupture obtenues en évaluant deux géomembranes texturées par projection : une à densité de texture moyenne, une à haute densité.

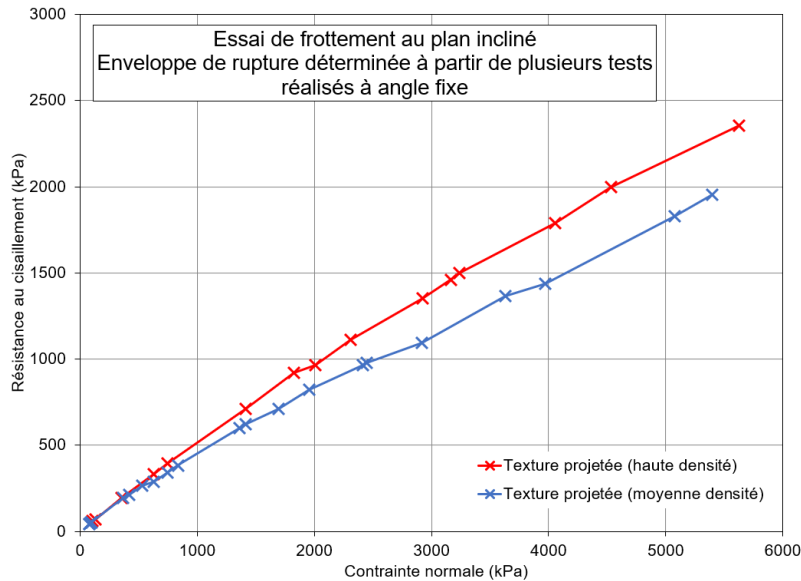


Figure 8. Enveloppes de rupture déterminée à partir de séries d'essais de compression avec plan incliné avec une texture projetée à moyenne et à forte densité.

Des essais de validation ont été conduits à la boîte de cisaillement direct pour la texture moyenne, en utilisant le protocole d'essai ISO 12957-1 et des contraintes de 100, 200 et 400 kPa. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 9. On observe une parfaite superposition des enveloppes de Mohr-Coulomb déterminées à l'essai de cisaillement direct et à l'essai de compression avec plan incliné.

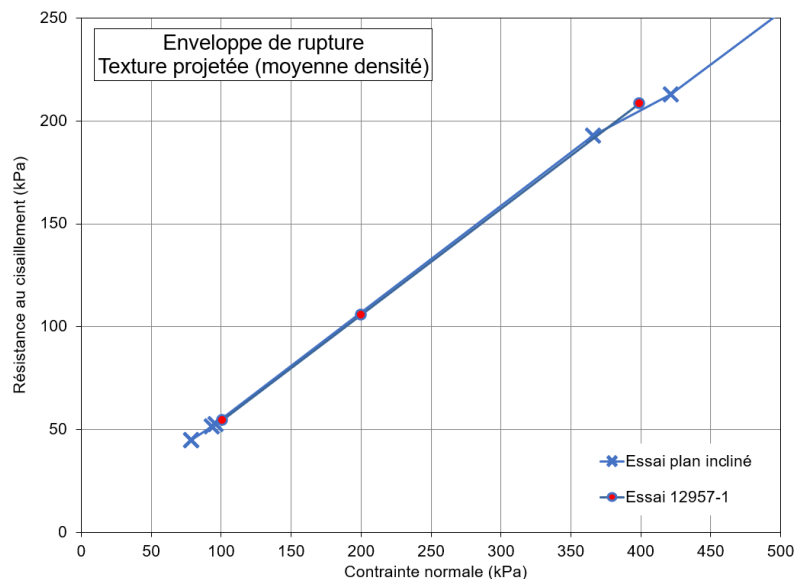


Figure 9. Enveloppes de rupture déterminée à l'essai de compression avec plan incliné versus à la boîte de cisaillement direct.

On peut ensuite observer que, pour l'interface testée, l'enveloppe de Mohr-Coulomb présentée sur la figure 8 n'est pas linéaire. Une rupture peut être observée pour différents angles d'essai, la contrainte nécessaire pour provoquer la rupture diminuant au fur et à mesure que l'angle augmente. Lorsque l'angle approche l'angle de frottement déterminé à la boîte de cisaillement direct ISO 12957-1, les contraintes observées sont du même ordre de grandeur que les contraintes utilisées dans l'essai de cisaillement direct. Il n'est ensuite pas possible de développer une contrainte (au-delà de celle provenant du système de retenue) lorsque l'angle d'essai est supérieur à l'angle de frottement déterminé à la boîte de cisaillement direct ISO 12957-1.

En s'appuyant sur les observations présentées sur les figures 8 et 9, on peut donc proposer sur la figure 10 le comportement idéalisé d'une interface. Pour chaque angle d'essai, la contrainte chemine le long d'une droite partant de l'origine et définie par l'angle d'essai. Elle atteint le point de rupture de l'interface, situé sur l'enveloppe de Mohr-Coulomb. Un tel cheminement de contrainte est illustré pour un angle de 21 degrés par le segment de droite rouge sur la figure 10. Le module du segment est égal à la force mesurée à la rupture.

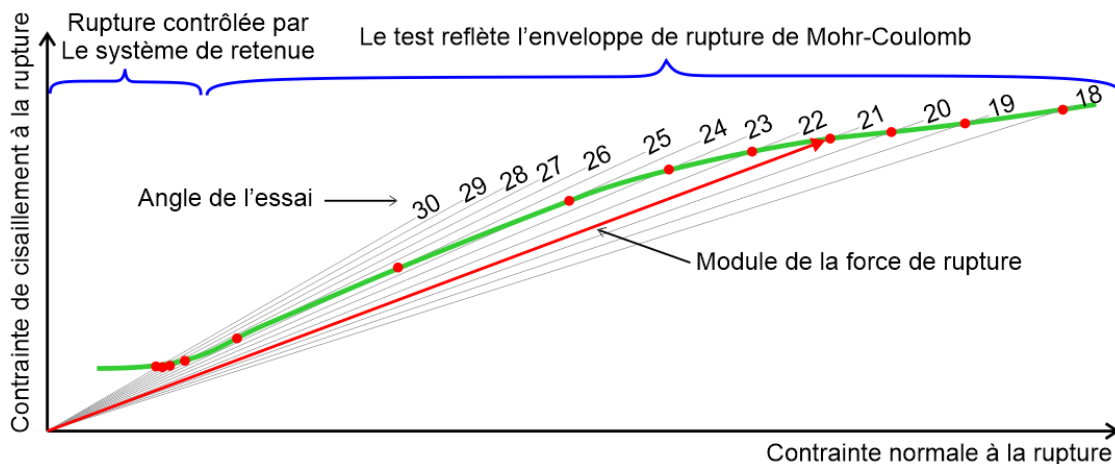


Figure 10. Comportement idéalisé d'une interface

5. Discussion

5.1. Utilité de l'essai

L'excellente corrélation entre les résultats obtenus avec l'essai de compression avec plan incliné et les essais de cisaillement direct suggère que la méthodologie proposée constitue une voie prometteuse pour la caractérisation au dynamomètre d'une propriété intrinsèque de la géomembrane, reflétant la résistance au cisaillement d'une interface impliquant cette géomembrane. Deux aspects doivent être soulignés :

- D'une part, la mobilisation de la résistance mesurée se fait selon un mécanisme similaire à celui qui est mis en œuvre lorsqu'une interface est exposée à une contrainte de cisaillement, contrairement à la hauteur des aspérités qui est une propriété strictement géométrique. La hauteur des aspérités n'a de pertinence que lorsqu'elle est attachée à une technologie de fabrication précise et, même dans ce cadre, elle ne présente plus d'intérêt au-delà d'une valeur limite, tel que mis en évidence par Blond et Élie (2006).
- D'autre part, le temps requis pour conduire un essai est de l'ordre de quelques minutes par point de mesure, et de moins de deux heures pour une détermination complète avec deux répliques par angle d'essai, ce qui permet de réaliser le test dans le cadre d'un programme de contrôle de la qualité.

Cependant, il est important de souligner que cette propriété reste une propriété intrinsèque de la géomembrane et n'est pas destinée à remplacer un essai de détermination de l'angle de frottement d'une interface géomembrane / géotextile ou géomembrane / sol.

5.2. Nouvelles opportunités offertes par l'essai

S'il ne semble pas possible d'utiliser le principe d'essai pour évaluer les caractéristiques d'une interface sol / géosynthétique, en revanche, son utilisation pour évaluer le comportement d'une interface géomembrane / géotextile ou géomembrane / géocomposite se doit d'être évaluée.

Dans l'éventualité où les essais offriraient une alternative performante aux essais de cisaillement direct pour certaines interfaces, il deviendrait de surcroît possible de déterminer la position de l'enveloppe de Mohr-Coulomb sous des contraintes de service dépassant largement la capacité des équipements de cisaillement direct courants. On peut en effet observer sur la figure 8 que des contraintes normales de l'ordre de 5000 kPa sont atteintes lors de l'utilisation de faibles angles d'essai, ce niveau de contrainte étant encore inaccessible pour les appareils de cisaillement direct commerciaux.

De plus, si l'atteinte d'un tel niveau de contrainte n'est pas réaliste dans un contexte de construction normal, il présente l'intérêt de quantifier la contrainte nécessaire pour atteindre la rupture d'une interface sous un angle donné, et met de ce fait en évidence le fait que cette contrainte est fonction de l'angle de la pente. Cette approche pourrait améliorer la compréhension des mécanismes de rupture, et remettre en perspective la façon dont un facteur de sécurité applicable à la stabilité d'une interface est déterminé.

Ainsi, dans l'éventualité où cet appareil serait utilisé pour évaluer la résistance au cisaillement d'interfaces géotextile / géomembrane, il serait judicieux de développer une nouvelle façon de définir un Facteur de Sécurité, qui pourrait s'appliquer à la contrainte de service, plutôt qu'à l'angle de la pente.

5.2. Répétabilité et reproductibilité de l'essai

Les informations présentées sont issues de tests réalisés en doublons pour chaque angle de test. D'autres essais sont en cours, lesquels ont entre autres pour but de valider la répétabilité des essais de façon plus exhaustive.

Il est important de souligner que plusieurs générations d'appareillage ont été nécessaires à l'atteinte de résultats représentatifs. Des éléments comme la rigidité du bâti et l'existence de systèmes de rattrapage de jeu performants devront être décrits dans une norme d'essai, le cas échéant.

6. Conclusions

L'appareillage proposé permet une évaluation rapide d'une propriété intrinsèque de la géomembrane texturée par projection, laquelle caractérise les propriétés qui seront mises en œuvre dans un essai de frottement à l'interface par le biais d'un essai simple et rapide à réaliser.

Des niveaux de contrainte significativement supérieurs à ce qui est réalisable avec une boîte de cisaillement direct conforme à ISO 12957-1 peuvent être atteints en utilisant la méthode proposée.

Des essais complémentaires sont en cours, lesquels visent notamment à confirmer la répétabilité de l'essai.

7. Remerciements

Les travaux ont été financés par le Programme Innovation Québec, dans le cadre d'un projet réalisé en partenariat avec le Groupe CTT et Solmax International.

8. Références bibliographiques

- Adeleke, D (2020): An investigation into the effects of asperities on geomembrane/geotextile interface shear characteristics, Master Thesis, University of Cape Town, Faculty Of Engineering And Built Environment, Department Of Civil Engineering
- Adesokan D, Blond E. (2018): Asperity height or asperity concentration: What matters more for interface shear resistance on Textured Polyethylene (PE) geomembranes?. *Proceedings of the XIth international Conference on Geosynthetics*, Sept 16-21 2018, Coex, Seoul, Korea
- Blond E., Elie G. (2006): Interface shear-strength properties of Textured Polyethylene geomembranes. *Proceedings of the 59th annual conference of the Canadian Geotechnical Society, Saskatoon, October 2005.*
- Koerner R. (2012) : *Designing with geosynthetics, 6th Edition, Volume 2*, ISBN (Ebook) 978-1-4653-4526-4
- Scheirs J. (2009): *A guide to polymeric geomembranes: a practical approach*. Wiley and Sons, ISBN 978-0-470-51920-2
- ISO 12957-1 (2018): Géosynthétiques — Détermination des caractéristiques de frottement — Partie 1: Essai de cisaillement direct
- ASTM D5321-21: Standard test method for determining the shear strength of soil-geosynthetic and geosynthetic-geosynthetic interfaces by direct shear
- ASTM D7466-10(2015)e1 : Standard test method for measuring asperity height of textured geomembranes

ÉTUDE DU VIEILLISSEMENT D'UNE GÉOMEMBRANE EXPOSÉE PENDANT 26 ANS

AGEING STUDY OF AN EXPOSED GEOMEMBRANE AFTER 26 YEARS

Thierry CHASSAGNAC¹, Matthieu CAO-THANH²

1 3C, Lyon, France

2 TOTAL, Paris, France

RÉSUMÉ – Pour vérifier le bon état fonctionnel d'un site de confinement, les auteurs ont fait réaliser un programme d'essais permettant d'appréhender l'état de vieillissement de la géomembrane (GMB). En Polyéthylène Haute Densité (PEHD) de 1,5mm, cette GMB est exposée depuis sa mise en place en 1993. Les paramètres sélectionnés : paramètres dimensionnels et mécaniques, temps d'induction de l'oxydation (TIO), température de fusion, cristallinité, fonctions chimiques) montrent qu'une oxydation plus ou moins prononcée affecte la GMB selon les conditions d'exposition, modifiant significativement certains paramètres. À cette date, les parties les plus significativement oxydées conservent des caractéristiques mécaniques satisfaisantes pour assurer le bon état fonctionnel du site. L'article montre que les soudures sont un point faible des ouvrages de confinement en GMB.

Mots-clés : géomembrane (GMB), vieillissement, Temps d'Induction à l'Oxydation (TIO), cristallinité, traction.

ABSTRACT – In order to verify the good functional state of a sealed site, the authors carried out a test program to assess the state of aging of the geomembrane (GMB). This GMB, in 1.5mm HDPE and installed in 1993, was exposed since its installation. The selected parameters (dimensional, mechanical, OIT, melting temperature, crystallinity, chemical functions) show that a more or less oxidation level affects the GMB depending on the exposure conditions, significantly modifying certain parameters. At this date, the more oxidized parts retain satisfactory mechanical characteristics to ensure the good functional condition of the site. The article shows that the weldings are a weak point of GMB containment

Keywords: Geomembrane(GMB), ageing, Oxidation Induction Time (OIT), crystallinity, tensile strength.

1. Introduction

À la suite de l'exploitation d'une installation de stockage de déchets localisée en Haute-Vienne, un complexe d'étanchéité a été installé en couverture des déchets en 1993. La géomembrane en PEHD d'épaisseur 1,5 mm qui compose ce complexe n'a pas été recouverte de matériaux de couverture comme il est généralement l'usage, et elle est ainsi restée exposée aux conditions climatiques jusqu'à aujourd'hui.

La géomembrane utilisée sur ce site est donc exposée aux UV, aux changements importants et quotidiens de température, et potentiellement soumise à une influence chimique des déchets sous-jacents. La géomembrane étudiée, âgée de 26 ans, apparaît globalement et visuellement peu altérée et les auteurs ont souhaité analyser certaines caractéristiques physiques de celle-ci afin de vérifier si le bon état général constaté s'accompagne d'une persistance de certaines caractéristiques physico-chimiques et mécaniques.

La durée de vie d'une géomembrane reste discutée, mais en condition exposée, certains auteurs l'estiment à plus de 36 ans (Koerner et al., 2005) sur la base d'un modèle de vieillissement en 3 stades (fig.1) et d'un critère de perte de 50% (demi-vie) de ses caractéristiques mécaniques. L'intérêt qui apparaît également dans la caractérisation de ce site de 26 ans d'âge est qu'il pourrait présager de l'état d'un ouvrage enfoui (non exposé) beaucoup plus âgé (>400 ans selon le même modèle).

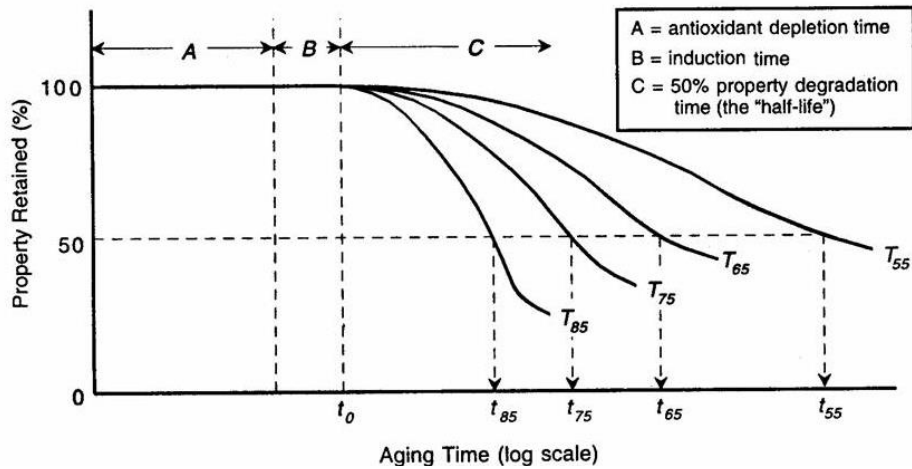


Figure 1. Les 3 stades de vieillissement des GMB (Koerner, 2005)

2. Site d'étude et méthodes de prélèvement et d'essai

2.1. Site et prélèvements

Le site occupe une ancienne carrière d'argile implantée en zone rurale, dans laquelle divers déchets d'origine industrielle ont été stockés. Le confinement de surface, objet de cet article, est constitué d'une géomembrane PEHD 1.5mm, reposant sur un géotextile anti-poinçonnement, lui-même déposé sur les déchets, dont la partie supérieure a été profilée pour éviter les points bas et débarrassée des éléments poinçonnant. Comme le montre la figure 2, le complexe est globalement peu penté, ce qui induit des faibles contraintes mécaniques effectives permanentes sur la GMB, excepté sur une zone longeant un canal à l'aval du site.



Figure 2. Vue générale du site

Toutes les soudures entre lés ont été contrôlées et les recommandations du CFG (fascicule n°10) ont été suivies lors de la pose. Il avait été fait le choix de ne pas recouvrir la GMB, de façon à pouvoir mieux la contrôler visuellement. Malgré la position de la GMB en contrebas par rapport aux terrains voisins, qui met le site dans une configuration peu soumise au vent, un lestage par sac de sable ou bastaings a été mis en place. La surface est de l'ordre de 8000 m².

Le climat est de type océanique (selon classification de Köppen) avec une température ambiante moyenne de 12,0°C (mensuelle minimale 4,6°C, mensuelle maximale 19,6°C) et des précipitations moyennes de 875 mm. La GMB subit des forts écarts de température entre la nuit (température proche de la température de l'air ambiant) et le jour, lorsque le soleil l'échauffe.

Pour éviter l'altération du complexe d'étanchéité, le prélèvement d'échantillons de la géomembrane a été effectué de façon non destructive, c'est-à-dire à des endroits non sensibles où la géomembrane était présente en excès (Fig. 3), ou sur les bords libres des soudures (Fig. 4). Chaque échantillon est caractérisé (Tab. 4) et dûment repéré et orienté, pour vérifier si certaines conditions d'exposition (ombre, sous-face géomembrane) ont des influences sur le vieillissement.



Figure 3. Mode de gisement échantillon 210ECH19

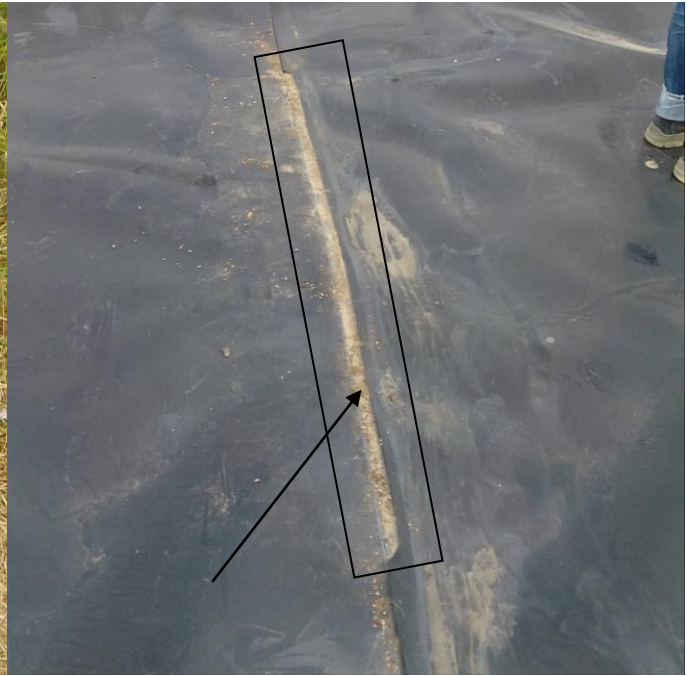


Figure 4. Mode de gisement échantillons 205 à 209ECH19

Tableau 1. Mode de gisement des prélèvements

Code échantillon	Localisation	Taille échantillon	Pendage du plan de la GMB	facteurs d'exposition au vieillissement		
				Proximité soudure	Exposition solaire	Exposition / volatils
205ECH19	Partie libre le long de la soudure (Lé 1)	4 cm*500 cm	N340°O, 4°S	oui	forte	non
206ECH19	Partie libre le long de la soudure (Prélèvement 1 du Lé 2)	4 cm*130cm	N340°O, 4°S	oui	forte	non
207ECH19	Partie libre le long de la soudure (Prélèvement 2 du Lé 2)	4 cm*180 cm	N340°O, 4°S	oui	forte	non
208ECH19	Partie libre le long de la soudure (Prélèvement 3 du Lé 2)	4 cm*170 cm	N340°O, 4°S	oui	forte	non
209ECH19	Partie libre le long de la soudure (Lé 3)	4 cm*380 cm	N340°O, 4°S	oui	forte	non
210ECH19	Extrémité de GMB prélevée au sommet de talus sud présentant une partie enterrée et une autre non recouverte	35 cm*50 cm	N20°O, 30°N	non	moyenne/nulle	Nulle/ potentielle

2.2. Objectifs et principe des essais sur géomembrane

Le programme de caractérisation a porté à la fois sur des analyses physico-chimiques proposées et réalisées par l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des réseaux (IFSTTAR) et sur une caractérisation dimensionnelle et fonctionnelle réalisée par l'Institut national de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture (IRSTEA).

Les analyses physico-chimiques ont été réalisées selon le programme expérimental suivant :

- analyse chimique par spectrométrie Infrarouge à Transformée de Fourier en mode Réflexion Totale Atténuée (IRTF-ATR) afin de caractériser l'état d'oxydation de la surface des échantillons ;
- analyse thermique par Calorimétrie Différentielle à Balayage (DSC) sous gaz inerte afin de déterminer le taux de cristallinité et la température de fusion du polymère ;
- analyse thermique par Calorimétrie Différentielle à Balayage (DSC) afin de déterminer le temps d'induction à l'oxydation (TIO) des échantillons suivant la norme ISO 11357-6.

Les essais de caractérisations dimensionnelles et fonctionnelles ont été réalisés selon le programme expérimental suivant :

- détermination de l'épaisseur selon une adaptation de la norme NF EN 1849-2 ;
- masse surfacique selon une adaptation de la norme NF EN 1849-2 ;
- essai de traction unidirectionnelle selon la norme NF EN 12311-2.

2.2.1. Essais physico-chimiques

- Analyse chimique par spectrométrie IRTF-ATR

L'objectif de cette analyse est de déterminer d'éventuelles modifications chimiques induites par le vieillissement de la géomembrane. La spectroscopie Infrarouge à Transformée de Fourier (IRTF) est basée sur l'absorption d'un rayonnement infrarouge par le matériau analysé. Elle permet, via la détection des vibrations caractéristiques des liaisons entre deux atomes, d'identifier les fonctions chimiques et par suite de différencier les fonctions associées au matériau originel de celle d'un matériau oxydé telles que présentées dans le tableau 2.

Tableau 2. Attribution des principales bandes d'absorption présentes sur les spectres IRTF-ATR des échantillons de GMB prélevées sur le site

Nombres d'ondes (cm ⁻¹)	Fonctions chimiques		Attributions
3384	OH	hydroxyle	Produit d'oxydation
2915 et 2847	CH ₂	Ethyle	PEHD
1714	C = O	ester	Produit d'oxydation
1472 et 1462	CH ₂	Ethyle	PEHD
1170	C-O	éther de l'ester	Produit d'oxydation
1035	C-O	ether	Produit d'oxydation
730 et 718	(CH ₂) _n (n > 4)	Ethyle des chaînes hydrocarbonées	PEHD

La profondeur de pénétration du faisceau infrarouge dans l'échantillon dépend de la longueur d'onde et du cristal utilisé. Elle est comprise entre 0,6 et 2,7 µm pour ces analyses.

- Analyse thermique par Calorimétrie Différentielle à Balayage (DSC)

Le polyéthylène est un polymère semi-cristallin qui présente habituellement un comportement ductile. L'objectif de cette analyse est de déterminer la proportion de phase cristalline et de phase amorphe, cette dernière est responsable du caractère déformable du matériau et diminue avec le temps.

Les mesures sont réalisées par calorimétrie différentielle à balayage (DSC). La cristallinité est fonction de l'enthalpie de fusion évaluée à partir de l'aire sous les pics de fusion de la façon illustrée sur la figure 5.

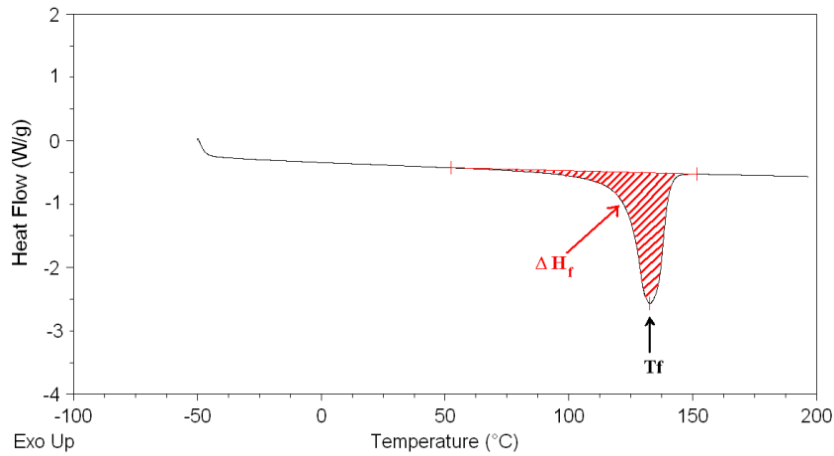


Figure 5. Méthode de détermination de l'enthalpie et de la température de fusion sur un thermogramme de DSC

La température de fusion est la température à laquelle la phase cristalline fusionne, c'est-à-dire se désorganise et devient amorphe. Cette température est d'autant plus élevée que la taille des cristaux est importante.

Le même appareillage est utilisé en vue de déterminer le Temps d'Induction à l'Oxydation (TIO). L'objectif de cette analyse est de déterminer le temps pendant lequel l'additif constitué d'antioxydants, de stabilisants et d'autres produits contenus dans un échantillon de PE inhibe l'oxydation lorsque l'échantillon est maintenu isothermiquement à une température spécifiée (200°C) dans un courant d'oxygène. Ce temps peut donner une indication sur le niveau d'antioxydants résiduels efficaces et sur le temps pendant lequel l'échantillon peut être exposé à l'oxygène pur à la température de l'essai avant le déclenchement de l'oxydation. Dans des conditions atmosphériques normales à température ambiante, cette durée sera plus longue.

Le temps d'induction à l'oxydation (TIO) est déterminé selon la figure 6.

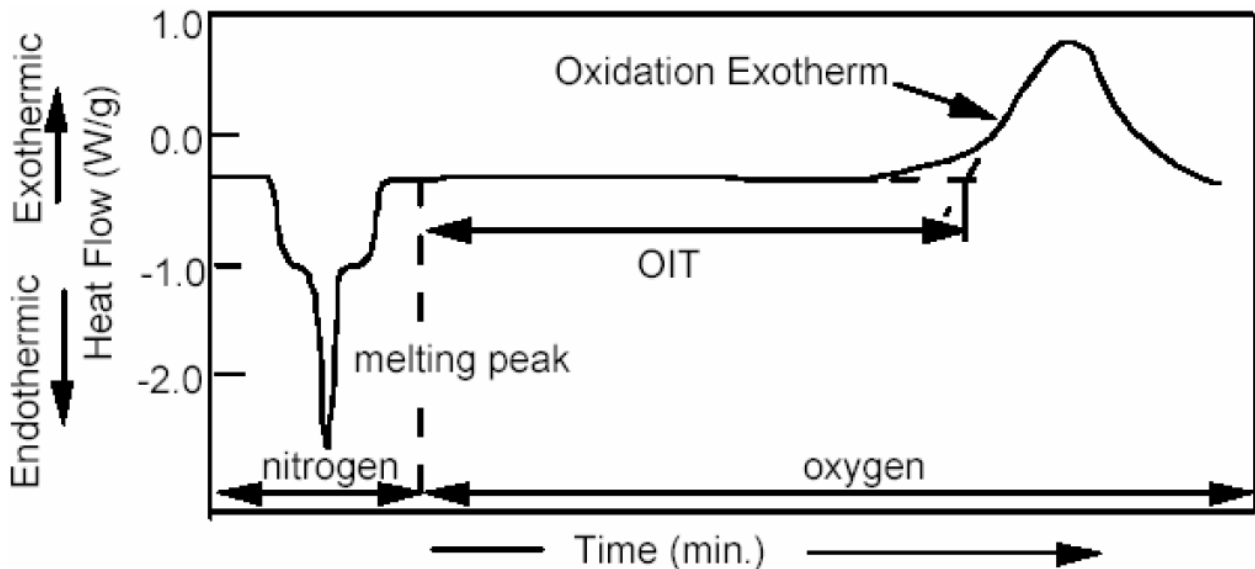


Figure 6. Méthode de détermination du temps d'induction à l'oxydation sur un thermogramme de DSC

2.2.2. Essais mécaniques et dimensionnels

Les mesures d'épaisseur, de masse surfacique et des propriétés de traction ont été réalisées selon les normes en vigueur moyennant quelques adaptations induites par la taille réduite des échantillons collectés.

3. Résultats et discussion

On propose de comparer les résultats obtenus avec des valeurs courantes actuelles obtenues sur GMB en PEHD neuve de caractéristiques générales équivalentes (épaisseur, densité, % de noir de carbone...). Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau 3.

Tableau 3. Valeurs courantes des caractéristiques d'une GMB PEHD 1,5mm

Paramètre	Unité	Valeurs courantes	Référence
Température de fusion	°C	128-130	(PONS,2012), obtenu sur film PE
Cristallinité	%	46	(PONS,2012)
TIO	mn	122-174	(Hsuan et Guan, 1997), (Row e et Rimal, 2008), (Row e et Islam, 2009), (Row e et al. 2010)
Epaisseur	mm	1,5-1,6	Fiches techniques fournisseurs, paramètre ASQUAL
Masse surfacique	g/mm ²	1450-1550	Fiches techniques fournisseurs, paramètre ASQUAL
Résistance à la traction, au seuil d'écoulement (max SP/ST)	kN/m	26-29	Fiches techniques fournisseurs, paramètre ASQUAL
Déformation au seuil d'écoulement (max SP/ST)	%	10-13	Fiches techniques fournisseurs, paramètre ASQUAL

3.1. Résultats et commentaires des essais

3.1.1. Spectrométrie IRTF- ATR

- Faces exposées :

Sur les spectres IRTF-ATR de la face exposée des trois échantillons prélevés le long des soudures (205ECH19, 206ECH19 et 209ECH19) (Figures 7-a, 7-b et 7-c), la présence des bandes d'absorption à 1714 et 1170 cm⁻¹, caractéristiques des groupements esters, et à 1035 cm⁻¹, caractéristique des groupements éthers, démontrent une oxydation de la surface de la géomembrane.

Les spectres IRTF-ATR des faces exposées enterrées et non enterrées de la géomembrane prélevée au sommet du talus Sud (210ECH19) (Figures 7-d et 7-e) montrent la présence des groupements esters et des groupements éthers. Ces bandes mettent en évidence une oxydation de la surface de ces parties exposées de la géomembrane.

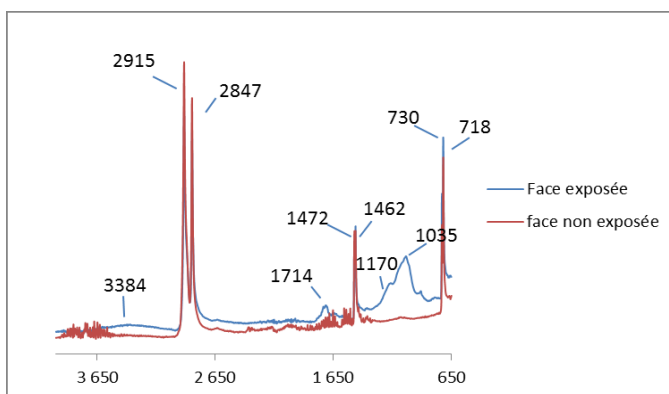


Figure 7-a. Spectres de la GMB PEHD 205ECH19

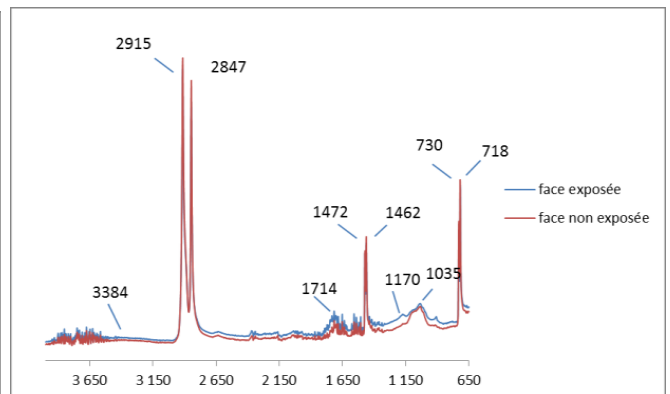


Figure 7-b. Spectres de la GMB PEHD 206ECH19

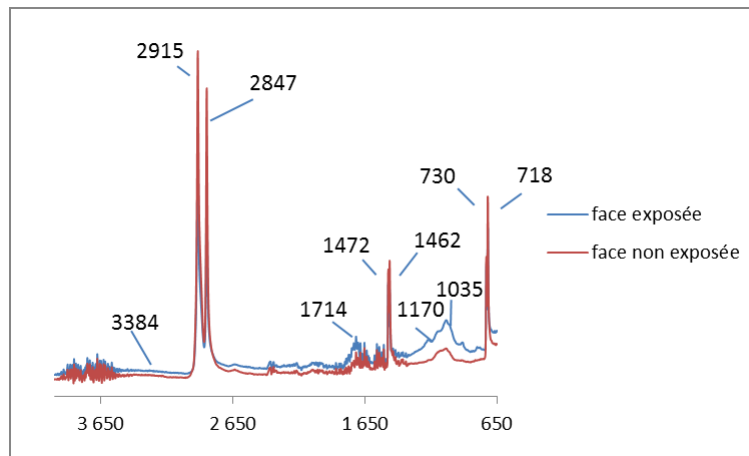


Figure 7-c. Spectres de la GMB PEHD 209ECH19

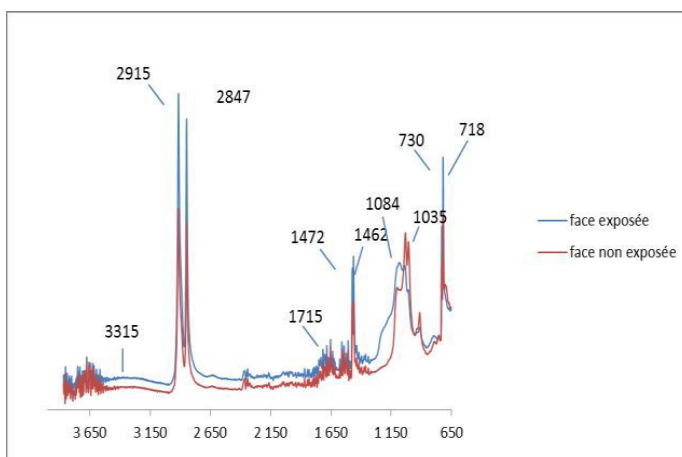


Figure 7-d. Spectres de partie non enterrée de la GMB PEHD non soudée 210ECH19

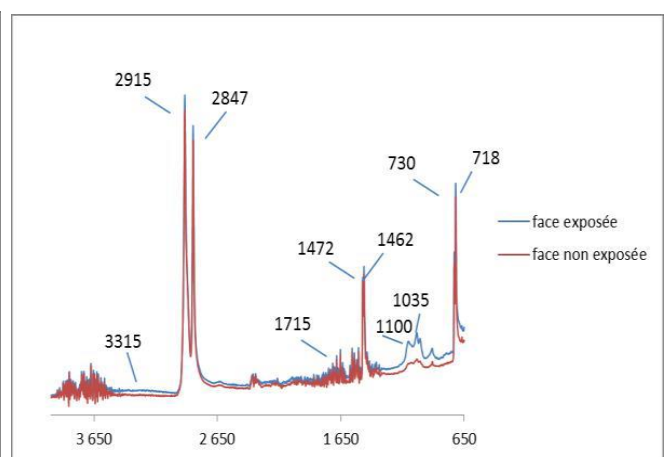


Figure 7-e. Spectres de partie enterrée de la GMB PEHD non soudée 210ECH19.

Sans chercher à quantifier l'oxydation des échantillons, on remarque que les bandes d'oxydation présentes sont plus intenses sur le spectre de la partie de la GMB non enterrée que sur celui de la partie de GMB enterrée. Les modifications chimiques de cette partie de la GMB sont donc plus importantes. En effet, cette partie de GMB non recouverte est soumise aux rayons UV.

- Faces non exposées :

Sur le spectre IRTF-ATR des 3 échantillons non exposés (UV) proches des soudures (205ECH19, 206ECH19, 209ECH19), on note des niveaux d'oxydation variables respectivement nul, modéré et significatif. La partie libre de la GMB le long des soudures, d'où sont issus les échantillons, étant variablement plaquée sur le lé adjacent, on pourrait attribuer ces variations à ces conditions différentes.

Sur les spectres IRTF-ATR des faces non exposées de l'échantillon (210ECH19, la présence des bandes d'absorption des fonctions des produits d'oxydation met en évidence une oxydation de la surface des faces non exposées de la GMB qu'elles soient enterrées ou non enterrées. On remarque que ces bandes d'oxydation sont plus intenses sur le spectre de la GMB non enterrée. Bien que les zones analysées ne soient pas directement exposées aux intempéries, ces différences d'intensité d'absorption montrent que des modifications chimiques plus prononcées ont eu lieu sur la partie non enterrée que sur la partie enterrée de la GMB. La partie enterrée de la GMB étant potentiellement exposée à la migration des substances volatiles des déchets (prélèvement en bordure du confinement), on en déduit que l'oxydation chimique liée à la présence des déchets est soit absente soit inopérante sur la GMB.

3.1.2. Analyse thermique par Calorimétrie Différentielle à Balayage (DSC)

Les résultats des mesures de température de fusion et de cristallinité sont présentés dans le tableau 4

Tableau 4. Taux de cristallinité (en %) et températures de fusion (en °C) des échantillons

Code échantillon	Température de fusion (°C)	Taux de cristallinité (%)
205ECH19	132,1 +/-0,8	63,5 +/- 0,3
206ECH19	130,3 +/-0,4	62,8 +/- 1,1
209ECH19	130,3 +/-0,6	63,6 +/- 0,0
210ECH19 zone non enterrée	130,2 +/-0,3	55,9 +/-0,2
210ECH19 zone enterrée	130,1 +/-0,5	53,2 +/-0,5

Une nette évolution de la cristallinité apparaît entre les mesures (53 à 63%) et les valeurs courantes d'une GMB neuve (environ 46%). Le vieillissement se traduit ainsi par une perte de souplesse liée à la structure nettement plus cristallisée du polymère sur les échantillons 205, 206 et 209 et à moindre titre sur l'échantillon 210. L'analyse des expositions aux différents facteurs de vieillissement des échantillons (Tableau 1) selon leur mode de gisement permet d'éclairer la différence de résultats entre l'échantillon 210 et les 3 autres. L'échantillon 210 est orienté ouest, son exposition lui confère pour sa partie exposée un rayonnement solaire, facteur de photo-oxydation, un peu moins important que celui des 3 échantillons exposés sud. Il n'est pas en contact avec le sol pour sa partie exposée et se situe en contexte végétalisé, ce qui limite nettement les températures du sol en contact avec sa partie non exposée. Ce n'est pas le cas des 3 autres échantillons en contact direct avec le sol non végétalisé. De l'expérience des auteurs, du fait de la faible conductivité thermique des sols en général et de l'absorption de chaleur lié à la couleur noire des GMB, la température de surface des sols nus recouverts de GMB peut régulièrement dépasser de plus de 15 à 20°C la température extérieure en été, soit des expositions ponctuelles à des températures proches de 50-60°C. Autre source de thermo-oxydation possible, ces 3 échantillons ont été prélevés le long de soudures automatiques. On notera également pour l'échantillon 210 un écart de seulement +2,7% entre la partie enterrée (53,2%) et la partie non enterrée (55,9%).

La température de fusion ne montre pas d'écarts significatifs selon les expositions ni avec les valeurs courantes de PEHD neuf. La taille des cristaux serait ainsi peu influencée par l'oxydation.

Les résultats des mesures du TIO sont présentés dans la figure 8

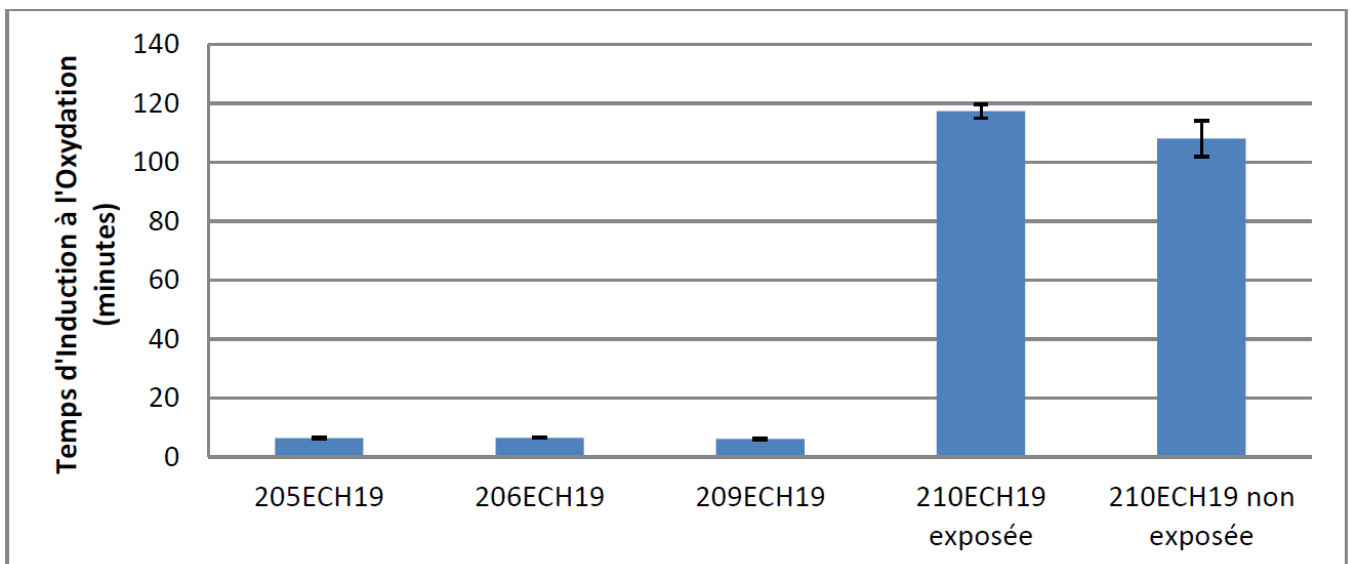


Figure 8. Temps d'induction à l'oxydation (TIO) en minutes

Le TIO des 3 échantillons les plus exposés et proches des soudures automatiques apparaît homogène (6,2 +/- 0,2 mn) mais très significativement réduit par rapport à des valeurs courantes de GMB neuve (122-174 mn). L'échantillon 210 de GMB prélevé hors soudure et moins exposé aux UV et aux pics de température estivaux conserve par contre un TIO plus proche de celui d'une GMB non oxydée pour les 2 faces. La différence entre la face exposée et la face non exposée, inverse à celle attendue, pourrait être liée au contact avec le sol qui peut jouer un rôle dans l'extraction des antioxydants.

3.1.3. Essais mécaniques et dimensionnels

Les moyennes des mesures d'épaisseur et les mesures de masse surfacique sont homogènes (respectivement 1,6mm et 1595 +/- 5 g/m²) et ne mettent en évidence aucune différences significatives avec les valeurs d'origine. Les résultats des paramètres de traction sont présentés dans le tableau 5.

Tableau 5. Résultats des tests de traction

Code échantillon	Résistance au seuil (kN/m)	Déformation au seuil (%)
205ECH19	38,2 +/-2,7	9,44 ± 1,20
207ECH19+208ECH19	36,0 +/-2,6	9,47 ± 1,06
209ECH19	35,8 +/-2,5	9,76 ± 1,41

La caractérisation de l'échantillon 210, de caractéristiques intermédiaires entre une GMB neuve et la GMB très exposée (échantillons 205 à 209), n'a malheureusement pu être réalisée. Pour les échantillons 205 à 209, on note que la résistance en traction (35-38 kN/m) est significativement plus élevée que les valeurs courantes (26-29 kN/m) et que l'allongement (9,4-9,7%) est plutôt inférieur à la gamme des valeurs courantes (10-13%). Cette modification du comportement mécanique du matériau, déjà mise en évidence antérieurement (Rowe et Al, 2009), correspond à une élévation du module de Young et à une rigidification du matériau.

Ainsi, après 26 ans, la GMB assure une résistance à la traction supérieure à celle d'origine et continue de satisfaire largement aux contraintes de service de l'ouvrage de confinement dans un contexte à déformations limitées (pas de tassements attendus, peu d'exposition au vent).

3.2. Autres observations sur site

Lors des prélèvements sur site, il a été procédé à des observations et à des tests empiriques de terrain sur les soudures automatiques (double canal) et sur les soudures par extrusion.

3.2.3. Soudures automatiques

Les tests réalisés consistent en une sollicitation de la soudure par pelage. D'une valeur purement indicative, ils sont régulièrement utilisés par l'auteur sur des missions de contrôle qualité et permettent de détecter des soudures défailtantes. Les tests réalisés sur quelques soudures proches des zones de prélèvement, ont montré la présence de plusieurs zones de fragilité.

3.2.3. Soudures par extrusion

Les observations sur les soudures par extrusion montrent que certaines présentent une fissuration ouverte marquée en bordure des extrusions, associée à des diminutions d'épaisseur (visibles mais non quantifiées) sur la limite entre GMB courante et extrusion (Figure 9a).

On note aussi des débuts de décollement des masses extrudées sur la GMB support (Figure 9b).



Figure 9a. Fissuration de bordure d'extrusion



Figure 9b. Décollement d'extrusion

4. Conclusions et recommandations

Les mesures réalisées sur une géomembrane PEHD exposée durant 26 années ont permis de caractériser l'état de vieillissement du matériau soumis à divers niveaux d'exposition aux UV et aux pics de température. Les paramètres cristallinité et TIO apparaissent comme des indicateurs pertinents pour caractériser divers niveaux d'exposition, la cristallinité semblant plus apte à discriminer l'impact des niveaux d'exposition dans la gamme 0-30ans. L'oxydation mise en évidence par ces dernières mesures ainsi que par les analyses infrarouges amène à une rigidification du PEHD par ailleurs déjà démontrée. Les modifications structurales du matériau vieillissant n'induisent pas de perte de fonctionnalités en termes mécaniques sur ce site peu sollicité et ces résultats restent cohérents avec les prédictions du modèle de vieillissement de Koerner. On notera que la perte des fonctionnalités mécaniques, intervenant après 36 ans selon Koerner, intervient ainsi après la fin des déformations mécaniques des masses de déchets confinés pour la plupart des sites de stockage (hors déchets solubles ou spécifique), les durées de tassement étant généralement inférieures à une trentaine d'année.

L'étude relativise cependant ces résultats en confirmant le vieillissement accéléré au niveau des soudures, extrusion notamment, qui peuvent occasionner des pertes localisées de la fonction étanchéité et qui constituent ainsi le point faible des ouvrages de confinement. Ces désordres localisés restent cependant aisément repérables et réparables sur les GMB non recouvertes.

En termes de conception des ouvrages, il conviendra d'évaluer les efforts et déformations des GMB en fonction d'un état plus rigide du matériau. En termes de réalisation, on cherchera à minimiser le nombre soudures (GMB plus large) et à réduire les extrusions tant que faire se peut.

5. Références bibliographiques

- Hsuan Y.G. & Guan Z. (1997) Evaluation of the oxidation behavior of polyethylene geomembranes using oxidative induction time tests, *Oxidative behavior of materials by thermal analytical techniques*, ASTM STP 1326, Riga A.T. and Patterson G.H., Eds., American Society for Testing and Materials.
- Koerner et Al. (2005) Geomembrane lifetime prediction: unexposed and exposed conditions, GRI White paper 6.
- PONS. (2012) Prédiction de la durabilité des géomembranes en PEHD utilisées dans les ISDND, Thèse de l'Université Paris Est, école doctorale Science, Ingénierie et Environnement.
- Rowe R. K. & Rimal S. (2008) Depletion of antioxidants from an HDPE geomembrane in a composite liner. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(1), 68–78,
- Rowe R.K & Islam M.Z. (2009) Impact of landfill liner time-temperature history on the service life of HDPE geomembranes, *Waste Management*, Vol.29, 2689-2699.
- Rowe R. K., Islam M.Z., Hsuan Y.G. (2010) Effects of thickness on the aging of HDPE geomembranes. *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136(2), 299–309.
- Rowe R.K, Rimal S, Sangam S & Islam M.Z. (2009) Ageing of HDPE geomembrane exposed to air, water and leachate at different temperatures. *Geotextiles and geomembrane* 27 (137-151)

ANALYSE COMPARATIVE DE LA NORME NF EN 13067 ET DU RÉFÉRENTIEL ASQUAL SERVICE APPLICATION DE GÉOMEMBRANES - SOUDAGE

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE NF EN 13067 STANDARD AND THE ASQUAL APPLICATION OF GEOMEMBRANES - WELDING SERVICE CERTIFICATION RULE

Pierre LEBON¹, Yves GERARD², Freddy FORTIN¹

1 ASQUAL, Paris, France

2 YGD Conseil, Saint-Etienne-de-Montluc, France

RÉSUMÉ – Sur le marché français des géosynthétiques existe, depuis 1997, la certification française ASQUAL Service « Application de géomembranes – Soudage ». Cette certification est régulièrement citée dans des appels d'offres « Application de géomembranes », publics ou privés, pour la construction d'ouvrages étanchés par géomembranes. L'Association Française des Appicateurs de Géomembranes (AFAG) voit apparaître dans ces appels d'offres ou réponses à ces appels d'offres, la certification EN 13067 « Personnel en soudage des plastiques », requise ou présentée pour justifier l'« équivalence » de la prestation d'application de géomembranes à la certification de service française. Cet article présente une analyse comparative de ces deux systèmes de certification de conformité.

Mots-clés : ASQUAL soudage, EN 13067, comparatif des certifications

ABSTRACT – Since 1997, the French geosynthetics market has seen appeared ASQUAL Service "Application of geomembranes - Welding". This certification is regularly cited in public or private calls for tenders "Application of geomembranes" for the construction of structures which are waterproofed by geomembranes. The French Association of Geomembrane Applicators sees appearing in such calls for tenders or responses to these calls for tenders, the certification EN 13067 "Personnel in plastics welding", required or presented to justify the "equivalence" of the geomembrane application service to the French certification. This article presents a comparative analysis of these two certification systems.

Keywords: ASQUAL welding, EN 13067, comparison of certifications

1. Introduction

La certification française de Service « Application de géomembranes – Soudage » est régulièrement citée dans des appels d'offres publics ou privés relatifs aux travaux de construction d'ouvrages étanchés par géomembranes. Ces ouvrages ne sont pas soumis aux obligations d'assurance, comme le stipule l'article L.243-1-1 du Code des Assurances.

Le code de la commande publique fait référence au terme « label » comme moyen de démontrer la conformité d'un produit ou service à certaines caractéristiques. Il est donc possible d'exiger un label dans les appels d'offres, en précisant que « l'acheteur qui exige un label particulier, accepte tous les labels qui confirment que les caractéristiques exigées dans le cadre du marché sont remplies ». Que ce soit dans des appels d'offres publics ou privés (les acheteurs du privé se sont largement inspirés des dispositions de la commande publique), on retrouve dans ces appels d'offres les intitulés plus communs de « label équivalent » ou « équivalent aux caractéristiques du label exigé ».

Au préalable à l'analyse comparative des systèmes de certification de conformité à la norme NF EN 13067 et au référentiel Service Soudage, la genèse des systèmes et leurs principales évolutions sont présentées, ainsi que les principaux textes de référence (réglementaires, normatifs, recommandations professionnelles) permettant d'appréhender au mieux l'environnement de la prestation d'application de géomembranes. Il est également rappelé la définition d'une géomembrane en France comme étant, selon la norme NF P84-500, « un produit adapté au génie civil, mince, souple, continu, étanche au liquide même sous les sollicitations en service », et à l'international, la définition ISO 10318, comme étant « un matériau géosynthétique de faible perméabilité, utilisé dans des applications géotechniques et de génie civil afin de réduire ou de prévenir l'écoulement ou le passage de fluides à travers la structure et dans laquelle la fonction d'écran est essentiellement assurée par des polymères ».

L'analyse porte sur les 10 points suivants :

- Le titulaire de la certification

- Le domaine d'application
- Les produits concernés
- Le processus de certification – première admission
- L'examen théorique
- L'examen pratique
- La qualification de l'examineur
- Les essais sur site et en laboratoire
- La durée de validité du certificat et les critères de maintien de la certification et de son renouvellement
- L'écosystème et les parties prenantes à la certification

Sur la base de l'analyse réalisée et des réflexions à mener quant aux points de vigilance et risques éventuels, une conclusion sera proposée sur l'équivalence ou non des systèmes, le cas échéant.

2. Genèse des systèmes et évolutions

2.1. Référentiel de certification Application de géomembranes – Service de soudage

Dans les années 1995, devant le nombre d'incidents techniques sur les chantiers d'étanchéité par géomembranes constatés par les compagnies d'assurance et les courtiers, le groupe de travail du CFG qui avait élaboré le « guide de recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes » publié 4 ans plus tôt en 1991, s'est reconstitué afin que toutes les parties intéressées puissent élaborer un nouveau guide de recommandations sur la qualité des géomembranes, puis la qualité de leur application. Producteurs des différents types de géomembranes présentes sur le marché (PEHD, PP, PVC, bitume, EPDM), entreprises d'application de ces géomembranes, laboratoires de contrôle des géomembranes, bureaux de contrôle des prestations de pose et assureurs ont mis en place un référentiel technique pour les géomembranes en 1996 puis le référentiel d'application de géomembranes en 1997.

L'objectif de ces référentiels est d'apporter des solutions techniques permettant de fiabiliser l'application des géomembranes (savoir-faire technique et contrôle de la résistance mécanique et de l'étanchéité des assemblages) et de réduire les coûts de non-qualité (sinistres) dans les travaux d'étanchéité que constataient les assureurs. Quinze ans plus tard, un retour d'expérience synthétisé dans une étude (Mahuet, 2011) a montré que « la qualité certifiée réduit les coûts de non-qualité dans la filière des géosynthétiques ». Il apparaît en effet que les coûts de non-qualité dans les travaux d'étanchéité totale représentaient entre 15 et 20 % des coûts de chantiers dans les années 1970, et qu'ils ne représentaient plus que 3 à 5% des coûts de non-qualité en 2010.

L'un des facteurs déterminants de cette réduction des désordres est l'avancée des règles pour la qualité, incluant la certification d'application de géomembranes et le cercle vertueux de la prescription de produits et services certifiés mis à disposition par les entreprises bénéficiant de la certification d'application de géomembranes.

Le contenu technique du référentiel est présenté dans la partie 4 Analyse comparative.

2.2. Norme EN 13067 Personnel en soudage des plastiques - Épreuve de qualification des soudeurs

La norme européenne EN 13067 « Personnel en soudage des plastiques - Épreuve de qualification des soudeurs - Assemblages soudés thermoplastiques » est portée par la commission de normalisation CEN/TC 249 plastiques, et est suivie en France par le Bureau de Normalisation des Produits Plastiques. La norme concerne les assemblages des plastiques, tout domaine d'activité confondu, pour les produits plastiques sous forme de plaques, tubes, raccords et « membranes de revêtement ».

La première version de 2003 de la norme intégrait les géomembranes dans son domaine d'application. Elle prévoyait alors un contrôle visuel et mécanique des assemblages de géomembranes. Les géomembranes sont retirées du périmètre de la norme lors de la révision de 2012, avec l'introduction des « membranes de revêtement » puis l'ajout de revêtements de sol dans la norme de 2020. La norme ne donne pas de définition des membranes de revêtement. Cette dénomination n'est définie dans aucune norme harmonisée de revêtements utilisée dans la réglementation des produits de construction (recherche faite dans les normes de revêtements de sol, mur, plafond, membranes

d'étanchéité des toitures et de parois verticales du bâtiment). La norme spécifie la méthode à utiliser pour évaluer les connaissances et l'habileté d'un soudeur à qui il est demandé de réaliser des soudures sur des matières thermoplastiques pour des constructions neuves et des travaux de réparation. L'application de la norme garantit que l'examen de l'habileté d'un soudeur se déroule selon une procédure d'épreuve uniforme afin d'assurer la qualité du soudage. La norme peut faire l'objet d'une certification du soudeur « personne physique » selon l'ISO 17024 relative à la certification de personne.

3. Les textes réglementaires et autres référentiels applicables

3.1. État de la réglementation

Le décret n°2012-1489 du 27 décembre 2012 rend applicable le règlement (UE) n° 305/2011 du Parlement européen et du Conseil du 9 mars 2011 établissant des conditions harmonisées de commercialisation pour les produits de construction, notamment des géotextiles, leurs produits apparentés et des barrières géosynthétiques (historiquement appelées géomembranes en France). En application de la loi, des normes européennes dites « harmonisées », et citées au Journal Officiel de l'Union Européenne, spécifient les dispositions de déclaration des performances de ces produits.

La pose de géomembranes n'est pas légiférée au niveau communautaire mais au niveau national français pour un seul type d'ouvrage, précisé ci-après.

En matière de certification et de recours aux certifications, il existe des références réglementaires françaises également précisées ci-après.

Ces textes apportent des éclairages sur ce qu'est un label et une certification, et comment l'acheteur doit les considérer quand il y fait référence.

3.1.1. Arrêté du 15 février 2016 relatif aux installations de stockage de déchets non dangereux

« Article 9

I. - Sur le fond et les flancs de chaque casier, est mis en place un dispositif complémentaire assurant l'étanchéité du casier et contribuant au drainage et à la collecte des lixiviats. Ce dispositif est appelé « barrière de sécurité active ». Le dispositif mentionné à l'alinéa précédent est constitué d'une géomembrane résistante aux sollicitations mécaniques, thermiques et chimiques pendant toute la durée d'exploitation et de suivi à long terme.

Pour la pose de la géomembrane, l'exploitant fait appel à un poseur certifié dans ce domaine. »

L'arrêté ne donne pas de définition ou d'interprétation à donner à la dénomination « poseur certifié dans ce domaine ».

3.1.2. Code de la consommation sur les labels et certifications

« Article L433-3

Constitue une certification de produit ou de service soumise aux dispositions de la présente section l'activité par laquelle un organisme, distinct du fabricant, de l'importateur, du vendeur, du prestataire ou du client, atteste qu'un produit, un service ou une combinaison de produits et de services est conforme à des caractéristiques décrites dans un référentiel de certification. Le référentiel de certification est un document technique définissant les caractéristiques que doit présenter un produit, un service ou une combinaison de produits et de services, et les modalités de contrôle de la conformité à ces caractéristiques. L'élaboration du référentiel de certification incombe à l'organisme certificateur qui recueille le point de vue des parties intéressées.

Article L433-6

Toute référence à la certification dans la publicité, l'étiquetage ou la présentation de tout produit ou service, ainsi que sur les documents commerciaux qui s'y rapportent est accompagnée d'informations claires permettant [...] à l'utilisateur d'avoir facilement accès aux caractéristiques certifiées.

Article L433-9

Il est interdit de délivrer, en violation des dispositions prévues aux articles L. 433-3 à L. 433-7, un titre, un certificat ou tout autre document attestant qu'un produit ou un service présente certaines caractéristiques ayant fait l'objet d'une certification ; »

Les exigences de certification doivent être disponibles dans un référentiel validé par les différentes parties prenantes. Les caractéristiques certifiées doivent être clairement disponibles pour l'utilisateur. Il est interdit de revendiquer qu'un produit ou service est certifié si la certification n'a pas été développée selon le code de la consommation.

3.1.3. Code de la commande publique sur l'utilisation des labels

« Un label est tout document, certificat ou attestation qui prouve que les ouvrages, les produits, les services, les procédés ou les procédures en rapport avec l'objet du marché remplissent certaines caractéristiques. Les exigences en matière de label sont celles que doivent remplir ces ouvrages, ces produits, ces services, ces procédés ou ces procédures pour obtenir ce label.

Article R2111-14

Le label utilisé doit présenter les caractéristiques suivantes :

- 1° Il est établi au terme d'une procédure ouverte et transparente ;*
- 2° Il repose sur des critères objectivement vérifiables et non-discriminatoires ;*
- 3° Ses conditions d'obtention sont fixées par un tiers sur lequel l'opérateur économique qui demande son obtention ne peut exercer d'influence décisive et sont accessibles à toute personne intéressée.*

Article R2111-15

L'acheteur peut exiger un label particulier à condition que les caractéristiques prouvées par ce label :

- 1° présentent un lien avec l'objet du marché au sens de l'article L. 2112-3 ;*
- 2° permettent de définir les travaux, fournitures ou services qui font l'objet du marché.*

L'acheteur peut exiger un label particulier [...], à condition d'identifier dans les documents de la consultation celles qu'il exige. L'acheteur peut faire référence à un label qui répond partiellement aux conditions mentionnées au présent article, sous réserve d'identifier dans les documents de la consultation les seules caractéristiques qu'il exige.

Article R2111-16

L'acheteur qui exige un label particulier accepte tous les labels qui confirment que les caractéristiques exigées dans le cadre du marché sont remplies.

Article R2111-17

Lorsque l'opérateur économique n'a pas la possibilité, pour des raisons qui ne lui sont pas imputables, d'obtenir dans les délais le label exigé ou un label équivalent qui répond aux conditions de l'article R. 2111-15, il peut prouver par tout moyen que les caractéristiques exigées par l'acheteur sont remplies.

Un acheteur peut exiger la conformité à une certification pour répondre à son besoin d'achat. Un prestataire peut lui présenter un certificat ou tout élément preuve d'équivalence au certificat pour que l'acheteur puisse juger que la proposition répond bien à son besoin d'achat avec la certification ou pièces justificatives équivalentes.

3.2. Les textes de référence autres que réglementaires

3.2.1 Les recueils de bonnes pratiques – Recommandations professionnelles applicable à l'application de géomembranes

Dans les Recommandations générales du Comité Français des Géosynthétiques (CFG) pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes de 2017 (appelées fascicule 10), il est précisé que l'applicateur comprend « les soudeurs, chefs de chantiers, entreprises ». Ce guide fait état d'*applicateurs certifiés* et non de poseurs certifiés.

Dans son chapitre 7 « Garanties, Assurances, litiges », la recommandation indique qu'il « est recommandé de confier la pose de l'ensemble des géosynthétiques du Dispositif d'Étanchéité par Géomembranes (DEG) à une entreprise unique ». La pose est une prestation technique opérée par une entreprise.

La notion est également définie dans les Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets de 1995 où il est fait état, au §1.5 intervenants, de « poseurs de géosynthétiques » comme étant les entreprises qui « concrétisent » l'ouvrage. Le §4 « recommandations pour la mise en œuvre » et 4.2.7 « Installation des géosynthétiques » font état de « l'installateur » de géosynthétiques. Ce guide renvoie régulièrement au fascicule 10.

L'AFAG rassemble des entreprises d'application de géomembranes qui se sont « données pour objectif de garantir le respect des règles de l'art et de créer un Code de Bonne Conduite en développant la certification des moyens humains et techniques des entreprises ». La notion de « poseur » n'est pas reprise dans ses textes mais celle « d'applicateur » au sens de la personne morale.

La charte de l'AFAG définit la qualité de pose par « la formation/compétences du personnel de pose, l'adaptation du matériel de pose, soudage, contrôle, aux exigences du chantier, la qualité des produits et de leur mise en œuvre et, enfin, le suivi qualité qui inclut les contrôles non destructifs et destructifs de l'étanchéité et de la résistance des soudures.

3.2.2 Les normes d'accréditation applicables aux organismes d'évaluation/certification

ISO 17024 : Évaluation de la conformité — Exigences générales pour les organismes de certification procédant à la certification de personnes

La certification de personnes est un moyen d'assurer que la personne certifiée satisfait aux exigences du dispositif particulier de certification. La confiance dans les différents dispositifs particuliers de certification est obtenue au moyen d'un processus d'évaluation et de réévaluation périodique de la compétence des personnes certifiées. Cependant, il est nécessaire de distinguer les situations où des dispositifs particuliers de certification de personnes sont justifiés, de celles où d'autres formes de qualification sont plus appropriées. Contrairement à ce qui se fait pour d'autres types d'organismes d'évaluation de la conformité, tels que les organismes de certification de systèmes de management, l'une des fonctions caractéristiques de l'organisme de certification de personnes est de conduire un examen sur la base de critères objectifs de compétence et de notation.

ISO 17065 : Évaluation de la conformité — Exigences pour les organismes certifiant les produits, les procédés et les services

La finalité de la certification des produits ou services est d'apporter l'assurance aux parties intéressées qu'un produit ou un service remplit les exigences spécifiées. La valeur d'une certification réside dans le degré de confiance instauré après une démonstration impartiale et compétente par une tierce partie du respect des exigences spécifiées. La certification de services est un moyen de garantir qu'ils répondent aux exigences spécifiées dans les normes et autres documents normatifs. La norme ISO 17065 spécifie des exigences, dont le respect a pour but de garantir que les organismes de certification exploitent des programmes de certification avec compétence, cohérence et impartialité.

4. Analyse comparative de la norme EN 13067 et du référentiel « Application de géomembranes - Service de soudage »

4.1. Le titulaire de la certification

Tableau 1. Les titulaires

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
Entreprise de pose appelée l'applicateur ou le poseur, ayant au moins deux soudeurs par matériau habilités à délivrer le service certifié du domaine d'application du référentiel	Soudeur certifié pour le soudage des plastiques du domaine d'application de la norme

Analyse et commentaires : Le Référentiel Application de géomembranes s'applique à une personne morale, l'entreprise de pose qui est responsable de l'application du référentiel et titulaire du certificat de conformité au référentiel alors que la certification EN 13067 s'applique à une personne physique, le soudeur. Dans l'EN 13067, le soudeur est sous la responsabilité du « constructeur ou fabricant » définis comme étant l'entreprise, contractant ou organisme qui est responsable du soudage.

4.2. Le domaine d'application

Tableau 2. Les domaines d'application

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
Étanchéité de génie civil par géomembrane La certification de service « application de géomembranes » est attribuée à un applicateur de géomembranes (partie soudage) disposant d'un matériel, de matériaux et de personnel répondant aux exigences définies dans le référentiel. L'entreprise est jugée sur : - le niveau de connaissances théoriques et pratiques de ses	Assemblages des plastiques tout domaine d'activité confondu pour les produits suivants : Plaques, tubes, raccords et géomembranes (les géomembranes sont dans la norme de 2003 mais retirées du périmètre dans la norme en vigueur de 2012 et 2020. Il y a une introduction des « membranes de revêtement* » à la place des géomembranes en 2012 et ajout des revêtements de sol dans la norme de 2020. La norme présente une méthode à utiliser pour évaluer les connaissances et l'habileté d'un soudeur à qui il est demandé de réaliser des soudures sur des matières thermoplastiques pour des constructions neuves et des travaux de réparation

soudureurs en termes de matériaux, contrôles et dispositions constructives, <ul style="list-style-type: none"> - la disponibilité du matériel de soudage et de contrôle, étalonné et en état de fonctionnement, - les contrôles réalisés sur site par les soudeurs, - la qualité des assemblages réalisés, notamment la résistance mécanique et l'étanchéité. 	L'examen de l'habileté d'un soudeur est une condition essentielle de l'assurance de la qualité du soudage. L'application de la norme garantit que l'examen se déroule selon une procédure d'épreuve uniforme : <ul style="list-style-type: none"> - examen théorique - examen pratique - essais sur les assemblages dans un laboratoire d'essai ISO 17025 - rédaction d'un rapport d'évaluation globale
--	---

Analyse et commentaires : Le Référentiel Application de géomembranes inclut la procédure d'épreuve de l'EN 13067 pour évaluer les connaissances et l'habileté d'un soudeur, et plus précisément la procédure d'épreuve de la norme expérimentale française XP A88-800 de 1990 qui a servi également de base à l'élaboration de la norme EN 13067 qui l'a ensuite remplacée en 2003.

Le groupe de travail « certification d'application de géomembrane » a spécialisé les exigences de la XP A88-800 (EN 13067) au domaine des ouvrages du génie civil étanchés par géomembranes assemblées, alors que la certification EN 13067 s'applique à tout domaine d'application « Assemblages soudés thermoplastiques ». Les compétences techniques de l'organisme de certification pour définir les épreuves théoriques et pratiques ne sont pas précisées dans l'EN 13067 alors que les exigences des fascicules du CFG, n°10 et n°11 notamment, servent de référence et sont retranscrites dans le référentiel français validé par toutes les parties prenantes et reconnues compétentes (AFAG, laboratoires d'essais, Association des PROducteurs DE Géomembranes (APRODEG), contrôleurs extérieurs, ...). La certification EN 13067 ne constitue ainsi qu'une partie de la certification de service française Application de géomembrane. Le certificat EN 13067 ne peut assurer seul la compétence du soudeur pour le domaine des géomembranes qui n'est pas dans son domaine d'application. L'équivalence au référentiel de certification français dédié aux spécificités des ouvrages de génie civil étanchés par géomembrane devrait a minima être présentée au contractant qui demanderait uniquement d'avoir une certification de pose de géomembranes afin de lui assurer que les compétences du soudeur ont été évaluées sur une géomembrane et non une « membrane de revêtement » qui pourrait correspondre à une membrane de toiture, une membrane de plafond, un revêtement mural ou de sol mais non à une géomembrane. La certification EN 13067 ne garantit ainsi pas que le soudeur soit compétent pour le soudage de géomembranes spécifiquement. Elle ne garantit pas que les matériels de soudage et de contrôle, étalonnés et en état de fonctionnement soient disponibles pour l'ouvrage et donc que les contrôles seront effectivement réalisés. En effet, l'entreprise ayant des soudeurs certifiés EN 13067 n'a pas les obligations de moyens et de résultats exigés dans la certification de service Soudage en termes de matériels et de contrôles.

On peut également noter que depuis sa création en 2003, aucune entreprise d'application de géomembranes n'a été impliquée dans la rédaction de la norme EN 13067.

4.3. Les produits concernés

Tableau 3. Les produits

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
Géomembranes : <ul style="list-style-type: none"> - PVC-P - PEHD - PP-f - GMB bitumineuses - EPDM 	Plaques, tubes, raccords et membranes de revêtement : <ul style="list-style-type: none"> - PVC-P - PE (tout type) - ECB - PP

Analyse et commentaires : Les géomembranes bitumineuses et EPDM ne sont pas des thermoplastiques et donc sont hors du périmètre de la norme EN 13067.

Tous les types de géomembranes sous marquage CE, faisant l'objet d'un assemblage permanent pour étancher des ouvrages de génie civil sont dans le périmètre du référentiel Application de géomembranes - Service Soudage (les géomembranes bentonitiques ne sont pas « soudées » donc hors du périmètre)

4.4. Processus de certification – première admission

Tableau 4. Les processus d'admission

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
<ul style="list-style-type: none"> - Recevabilité du dossier d'admission présentant au moins 2 soudeurs salariés et justifiant de la disponibilité du matériel de soudage et de contrôle - Examen théorique et pratique - Essais mécaniques sur les assemblages dans un laboratoire d'essai ISO 17025 - Rapport de l'auditeur/examineur - Examen du dossier anonyme par un comité technique impartial - Édition du certificat de conformité de service par l'organisme certificateur et de cartes d'habilitation des soudeurs à délivrer le service certifié. 	<ul style="list-style-type: none"> - Recevabilité du dossier de candidature d'un soudeur - Examen théorique et pratique - Essais mécaniques sur les assemblages dans un laboratoire d'essai ISO 17025 - Rapport de l'examineur qui propose la certification ou pas - Édition du certificat par « l'instance délivrant le certificat (IDC) » qui est également l'établissement responsable de l'agrément de l'Examineur <p>Le soudeur doit justifier de :</p> <ul style="list-style-type: none"> - une formation de chaudronnier sur matières plastique - ou 2 ans d'expérience comme soudeur sur matières plastiques, attestées par une déclaration du constructeur ou fabricant ; - ou avoir reçu une formation technique et pratique préparant à l'épreuve de qualification de soudeur sur matières plastiques.

Analyse et commentaires : L'accréditation non obligatoire ISO 17024, pour l'instance délivrant le certificat EN 13067, devrait être requise pour apporter une garantie démontrée de sa compétence technique, indépendance et de son impartialité, notamment vis-à-vis des risques de conflit d'intérêts (l'organisme certificateur agréé tant l'examineur qui réalise l'évaluation EN 13067 et signe le certificat, que le centre de formation des soudeurs et de ces examinateurs. Cela peut conduire à un risque élevé de conflit d'intérêt de l'organisme certificateur en cas d'échec à la certification de soudeurs qui auraient été formés par lui et examinés par un examinateur également formé par lui).

Comme cela est présenté en 3.1.2. du Code de la consommation sur les labels, la certification de service est réglementée en France par le code de la consommation qui impose l'accréditation ISO 17065 (cf. 3.2.2 Les normes d'accréditation). Un auditeur d'accréditation assure l'absence de conflits d'intérêt. Un comité technique indépendant de l'organisme de certification et compétent analyse les dossiers présentés anonymement et propose une décision de certification. Il propose également des sanctions ou contrôle supplémentaire en cas de manquement au référentiel.

4.5. L'examen théorique

Tableau 5. Les examens théoriques

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
<p>Question à Choix Multiples : 30 questions, issues des recommandations professionnelles, de l'état de l'art et des normes applicables à l'application de géomembranes, sont disponibles dans le référentiel. Les questions intègrent les connaissances sur les contrôles d'étanchéité des assemblages.</p> <p>Critère de réussite : 25 bonnes réponses sur 30 questions</p> <p>Avis de l'examineur, puis du comité avec un rattrapage possible si plus de 22 bonnes réponses</p>	<p>Question à Choix Multiples : 20 questions établies par l'Examineur ; critère de réussite : 16 bonnes réponses sur 20 questions</p>

Analyse et commentaires : La certification française garantit la spécificité « étanchéité des assemblages » de géomembranes avec des questions spécifiques par type de matériau de la géomembrane. L'EN 13067 n'exige pas d'aborder dans son questionnaire de problématiques de chantier telles que les qualités de support, les conditions météorologiques, la manutention et le positionnement des lés qui ne sont pas des problématiques en chaudronnerie (assemblage en atelier) mais bien des sources de non-conformités sur chantier en extérieur lors de pose de géomembranes.

4.6. L'examen pratique

Tableau 6. Les examens pratiques

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
Pour les GMB-P :	Pour les membranes de revêtement :

Réalisation de tests mécaniques avant démarrage, puis : - 1 soudure automatique de 4 mètres (tous matériaux) - 1 soudure manuelle de 2 m (tous matériaux) - 1 soudure type chantier (soit en application extérieure, soit sur des géotextiles qui sont dans des conditions représentatives des supports de pose sur chantier) - au moins 2 points singuliers - réalisation des autocontrôles et validation des assemblages par le soudeur ; validation du prélèvement de contrôle externe Durée : 2h00 max (réglages, autocontrôles, assemblage) Même principe pour les géomembranes bitumineuses et EPDM	- 1 soudure automatique de 1 à 2 mètres - 1 soudure manuelle de 1 m en PVC - 1 soudure par extrusion (PEHD/PP-f) Les assemblages doivent être réalisés sur un plan horizontal. Durée : selon le descriptif d'un Mode Opérateur de Soudage (DMOS) du fabricant qui décrit en détail les variables nécessaires à une application spécifique pour assurer la répétabilité en atelier.
--	--

Analyse et commentaires : La certification de service Soudage garantit la spécificité « étanchéité des assemblages » de géomembranes des ouvrages de génie civil, en exigeant du matériel adapté aux contrôles de l'étanchéité des assemblages. L'entreprise certifiée doit également mettre à disposition le matériel de soudage et de contrôle des réglages, étalonné et en état de fonctionnement. Si l'entreprise n'est pas en mesure de mettre à disposition le matériel de soudage et de contrôle, dont la liste figure dans le référentiel technique, cela entraîne l'arrêt immédiat des examens et la suspension de la certification. Aucune spécification ou exigence sur la mise à disposition du matériel n'est précisée dans la norme EN 13067.

Dans la certification de service Soudage, le réglage des paramètres de la machine à souder (et de l'extrudeuse) est un point fondamental d'évaluation pratique car cette opération est systématique et obligatoire sur chantier et doit être parfaitement maîtrisée par le poseur-soudeur.

Appliquer le Descriptif d'un Mode Opérateur de Soudage (DMOS : document décrivant en détail les variables nécessaires à une application spécifique d'assemblage pour assurer la répétabilité, et qui est réalisée en atelier pour l'EN 13067) dans la certification de service Soudage reviendrait à définir, pour un chantier donné, la température, la vitesse et la pression de soudage. Or, ces paramètres sont à ajuster en fonction des conditions extérieures et météorologiques. Le QCM de certification de service prévoit cette nécessité d'adaptation continue des paramètres à l'environnement extérieur. Le contrôle du paramétrage machine se fait grâce aux essais mécaniques réalisés par le soudeur avant la réalisation de soudures. Sur la base de ce contrôle, le soudeur identifie si ses réglages sont toujours adaptés à son environnement ou s'ils nécessitent un ajustement.

La pièce de renfort au niveau du point triple sur géomembrane certifiée est plus difficile à réaliser que la pièce de renfort demandé par la norme EN 13067 et la soudure type « chantier » du référentiel français est plus contraignante que la soudure sur un plan horizontal décrite dans la norme EN 13067.

4.7. La qualification de l'examineur

Tableau 7. Les examens pratiques

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
Personne qualifiée par le certificateur	Personne qualifiée et agréée par le certificateur

Analyse et commentaires : La certification de service Soudage garantit ici encore la spécificité « étanchéité des assemblages » de géomembranes des ouvrages de génie civil, en exigeant des examinateurs ayant une expérience significative en tant que contrôleurs extérieurs d'apporteur de géomembranes car la connaissance du métier et de ses contraintes est nécessaire à l'évaluation des aptitudes et des compétences des soudeurs. Cette compétence qualifiée des examinateurs est une aussi garantie pour les donneurs d'ordre. La norme EN 13067 ne définit pas de critères d'agrément de l'examineur bien que l'essentiel de l'évaluation dépende de lui.

4.8. Les essais sur site et en laboratoire

Tableau 8. Les essais sur site et en laboratoire

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
- Contrôles visuels (critères définis dans le référentiel) - Tests d'étanchéité (mise en pression, cloche à vide) - Essais mécaniques (pelage et cisaillement selon	- Contrôles visuels (pas de critères spécifiés dans la norme qui renvoie à l'EN 13100-1 : Contrôle non destructif des assemblages soudés sur produits semi-finis en

NF P84-502 géomembranes - Essais sur joints) Les critères de conformité sont issus des fascicules du CFG, de l'Association Française des Tunnels et Espaces Souterrains et d'autres textes de référence (mode de rupture, ...)	thermoplastiques — Partie 1 : Contrôle visuel) - Traction-pelage selon EN 12814-4 (Essai des assemblages soudés sur produits semi-finis en thermoplastiques) Les critères sur le mode de rupture sont décrits dans la norme.
--	--

Analyse et commentaires : La certification de service Soudage garantit la spécificité « étanchéité des assemblages » de géomembranes des ouvrages de génie civil. Seul le référentiel français prévoit un contrôle de l'étanchéité : aucune fuite ne doit être détectée à l'issue de l'épreuve (le candidat ayant effectué ses tests de contrôle) car tout défaut d'étanchéité et donc de soudure observé par l'examineur, et non détecté et corrigé par le candidat, est éliminatoire à l'examen pratique.

Les normes d'essai du référentiel de service sont spécifiques aux géomembranes.

Dans la plupart des ouvrages dont l'étanchéité est assurée par une géomembrane, le cahier des charges spécifie un seuil (débit de fuite) ou fait référence aux recommandations de la profession qui intègrent cette notion d'étanchéité. Il est rappelé dans ces fascicules que la seule fonction de la géomembrane (et de ses assemblages) est l'étanchéité.

Aucun contrôle de l'étanchéité n'est prévu dans l'EN 13067 alors que ces contrôles font partie des éléments fondamentaux de démonstration de l'habilité du soudeur de géomembrane.

4.9. La durée de validité du certificat

Tableau 9. La durée de validité du certificat

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067 (version 2020)
Durée du certificat de service : 3 ans puis 5 ans Absence de réclamation / contestation déclarée par un client de l'ouvrage d'étanchéité (instruction de la plainte et sanction éventuelle) Contrôle de suivi sur chantier pendant la période de validité du certificat (3 ans), identique à l'épreuve d'admission, réalisée sur site.	Durée du certificat de compétence : 2 ans Prolongation de 2 ans sur déclaration de l'employeur qui doit démontrer la qualité du soudeur une fois par an) Pas d'interruption de travail supérieur à 6 mois.

Analyse et commentaires : La certification de service Soudage assure un contrôle de suivi sur chantier afin de vérifier le maintien dans le temps de la qualité des opérations d'assemblage, conformément aux exigences du référentiel et engagement de l'applicateur.

La norme EN 13067 ne prévoit pas de contrôle à l'initiative du certificateur au cours de la période de validité du certificat mais sur la base de démonstration de la qualité du soudeur sans que la norme ne précise les éléments de preuve de cette qualité, qui reste à la discrétion de l'IDC.

4.10. L'écosystème et les parties prenantes à la certification

Tableau 10. L'écosystème et les parties prenantes à la certification

Référentiel Application de géomembranes - Service Soudage	EN 13067
Le Comité Français des Géosynthétiques regroupe les parties prenantes aux géosynthétiques pour établir les bonnes pratiques de la profession (bureaux d'études, maîtres d'œuvre et d'ouvrages, fabricants et applicateurs de produits, bureaux de contrôles et laboratoires). Ses adhérents ou sympathisants sont majoritairement membres du Bureau de Normalisation « Géosynthétiques », régulièrement membres des associations professionnels de producteurs de géosynthétiques (APRODEG/Association Française de Producteurs de Géotextiles et Apparentés (AFPGA)) ou d'applicateurs (AFAG), ou encore impliqué dans les comités techniques de l'association ASQUAL. Les laboratoires d'essais, également laboratoires de recherche, participent activement à la caractérisation des produits et évaluations de la conformité des pratiques. L'accréditation ISO 17065 impose à l'organisme certificateur de maintenir des exigences adaptées à l'obtention de la qualité attendue pour l'application des géomembranes dans les ouvrages.	La commission de normalisation fait appel à des experts pour définir de l'état de l'art de la pratique au sein de la norme EN 13067.

Analyse et commentaires : Cet écosystème autour du CFG permet à toutes les parties prenantes d'appliquer, améliorer et promouvoir les solutions relatives à l'usage des géomembranes et de leur bonne application. Les échanges avec toutes les catégories d'intérêts sont réalisés au sein des instances qu'animent les différents réseaux (groupe de travail du CFG, comités techniques de

l'association ASQUAL, commission de normalisation Géosynthétiques, ...). Ces échanges intègrent la chaîne des responsabilités et de qualité des produits et prestations d'application de géomembranes associées. Les applicateurs et producteurs de géomembranes ne sont pas impliqués dans la commission de normalisation EN 13067, dont le secrétariat européen est assuré par le Bureau de Normalisation français des Plastiques et de la Plasturgie.

5. Conclusions

Les 10 points d'analyse et de commentaires présentés sur les deux systèmes de certification, parcourus à la lumière des textes de référence présentés en partie 3, notamment celui sur la passation de marché faisant état d'une conformité de prestation à une certification ou équivalent, montrent des différences significatives des deux référentiels au niveau des périmètres, des critères d'évaluation (dont les autocontrôles d'étanchéité), et enfin du type même de certification entre l'EN 13067 (certification de personne) et le référentiel technique application de géomembranes Soudage (certification de prestation de service). Des différences structurelles entre les deux certifications, sur leurs modalités d'attribution et de suivi sont également à noter, compte tenu des exigences d'accréditations, également différentes entre l'ISO 17024 et l'ISO 17065, répondant donc à deux stratégies différentes d'évaluation de la conformité.

Enfin, l'écosystème de la certification de service, depuis sa genèse, a conduit à une implication forte de la profession pour que la certification de service Soudage puisse s'adapter au plus près des enjeux et besoins de qualité de la prestation d'application de géomembranes dans les ouvrages de génie civil.

De fait, on ne peut pas considérer, sur l'unique présentation d'une certification de personne selon l'EN 13067 pour un soudeur, que cette certification soit équivalente à la certification de service française pour répondre à un appel d'offre faisant état de la certification « ASQUAL Soudage » ou équivalent.

6. Références bibliographiques

- AFAG (2006) VADEMECUM de la profession d'Entrepreneur-Applicateur pour la réalisation de Dispositifs d'Étanchéité par Géomembranes (DEG et DEDG) dans les ouvrages de génie civil
- Article L.243-1-1 du Code des Assurances (2008) assurance des ouvrages
- Articles R 2111-12 à R 2111-17 du code de la commande publique (2019) usage des labels
- Articles L433-3 à 9 du Code de la consommation (2016) certification de produit ou de service
- AFNOR norme EN 13067 (2020) Personnel en soudage des plastiques - Épreuve de qualification des soudeurs - Assemblages soudés thermoplastiques
- AFNOR norme ISO/IEC 17024 (2012) Évaluation de la conformité - Exigences générales pour les organismes de certification procédant à la certification de personnes
- AFNOR norme ISO/IEC 17065 (2012) Évaluation de la conformité - Exigences pour les organismes certifiant les produits, les procédés et les services
- AFNOR ISO 10318 (2015) Géosynthétiques - Partie 1 : termes et définitions
- AFNOR XP A88-800 (1990) Soudage et techniques connexes - Qualification des soudeurs et des opérateurs - Assemblages soudés thermoplastiques
- ASQUAL Référentiel technique « Application de géomembrane – Service Soudage » (2022)
- CFG Fascicule n°10 (2017) Recommandations générales du Comité Français des Géosynthétiques pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes
- CFG Fascicule n°11 (1995) Recommandations générales pour l'utilisation des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets
- Mahuet J.L. (2011) La certification, une solution pour mieux maîtriser la qualité de mise en œuvre des géomembranes. Rencontres géosynthétiques 2011

ANALYSE DU CYCLE DE VIE D'UN GÉOSYNTHÉTIQUE DE RENFORCEMENT COUPLÉ À UN SYSTÈME D'ALERTE DE DÉTECTION

LIFE CYCLE ASSESSMENT OF A DETECTION ALERT SYSTEM

Mathilde RIOT¹, Philippe DELMAS², Thomas MONNET³

1 AFITEXINOV, Champhol, France

2 Expert géotechnicien, Fontenay le Fleury, France

3 AFITEXINOV, Cessieu, France

RÉSUMÉ – Le couplage d'un dispositif d'auscultation et d'alerte à un système de renforcement par géosynthétique constitue une solution innovante judicieuse dans les ouvrages sensibles comme au-dessus de zones à haut risque d'effondrement localisé. S'il existe déjà quelques études de référence sur l'Analyse du Cycle de Vie de solutions intégrant des géosynthétiques, il a semblé important d'évaluer l'impact de dispositifs d'auscultation et d'alerte sur celui-ci et de le comparer aux autres solutions couramment utilisées. L'article présente une analyse de sensibilité réalisée afin d'identifier les paramètres les plus influents, celle-ci est ensuite étendue à d'autres solutions offrant un même niveau de performance et de sécurité au Maître d'Ouvrage.

Mots-clés : Analyse du Cycle de Vie, auscultation, alerte, géosynthétique, cavité.

ABSTRACT – The coupling of an auscultation and warning system to a reinforcement geosynthetic is a judicious innovative solution in case of sensitive structures like areas with high risk of soil subsidence. Although there exist already some reference studies on the Life Cycle Assessment of solutions incorporating geosynthetics, it seems important to evaluate the influence of auscultation and warning system on the environmental impact and to compare it with other currently used solutions. The article presents a sensitivity analysis for identifying the most influencing parameters; it is then extended to other solutions offering the same level of performance and security to the Owner.

Keywords: Life Cycle Assessment, auscultation, alert, geosynthetic, cavity.

1. Introduction

L'utilisation de géosynthétiques de renforcement pour prévenir les effondrements localisés sur des cavités est maintenant relativement courante. Au cours du projet de recherche REGIC (REnforcement par Géosynthétique Intelligent sur Cavités naturelles ou anthropiques), une solution géosynthétique innovante a été développée. Elle comprend un géosynthétique de renforcement, couplé à un dispositif d'alerte autonome et à distance permettant de détecter, de localiser puis de surveiller un effondrement localisé ou une doline sous un remblai. Ce système d'alerte comprend un réseau de capteurs à fibres optiques placés sur le géosynthétique et reliés à un boîtier de mesure. Ce système de surveillance permet de fournir une solution pertinente pour une gestion rapide et efficace des risques.

L'objectif de l'étude présentée dans cet article est d'identifier techniquement et environnementalement les conditions de mise en œuvre validant les bénéfices attendus de cette solution innovante de géosynthétique instrumenté par rapport à la solution traditionnelle de renforcement.

L'Analyse du Cycle de Vie est réalisée pour effectuer cette comparaison d'un point de vue environnemental. Les résultats de l'étude comparative visent à fournir des informations sur les performances environnementales de la solution instrumentée développée dans un cadre de recherche et développement. Une analyse de sensibilité est réalisée afin d'identifier les paramètres les plus influents. Cette analyse donne un aperçu de la performance environnementale de la solution développée au cours du projet. Cette analyse détaillée est ensuite étendue aux autres solutions possibles les plus courantes répondant au renforcement d'une cavité, qui offrent le même niveau de performance et de sécurité au client. Cette analyse du cycle de vie a finalement abouti à la publication d'une Déclaration Environnementale de Produit (EPD®) pour la gamme de géosynthétiques concernée.

2. Objectif et champ de l'étude

2.1. Problème géotechnique à traiter

Le problème choisi comme base de cette étude correspond à celui d'un chantier réel dans la région de Lille. Celui-ci vise le renforcement au-dessus d'une catiche de 2 m de diamètre. Les solutions envisagées doivent permettre d'assurer un tassement résiduel nul pour une durée de service de 100 ans. Différentes solutions techniques et méthodes de suivi, voire d'alerte sont envisagées.

2.2. Solutions envisagées dans l'étude de l'Analyse du Cycle de Vie

La solution de référence est une dalle de béton d'une surface de 16 m² de béton (25 cm d'épaisseur), placée à 1,5 m de profondeur et recouverte de terre. Un volume de 24 m³ de sol est excavé avant coulage de la dalle de béton, le coffrage perdu (bois) d'une hauteur de 20 cm en planches de 4 cm d'épaisseur est mis en place avant le coulage de la dalle de 4 m³. Après la prise du béton (7 jours), une partie du sol est remise en place (20 m³), 4 m³ du sol initialement excavé est mis en dépôt. La dalle est ferrillée à raison de 50 kg/m³. Un suivi par le Maître d'Ouvrage est prévu avec une visite tous les 7 ans.

Une première solution (a) de renforcement par géosynthétique sans auscultation est envisagée. Celui-ci est dimensionné conformément à la norme NF XP G 38065, pour une durée de service de 100 ans avec un tassement résiduel nul en surface. Un suivi par le Maître d'Ouvrage est prévu avec une visite tous les 7 ans. On appellera ce géosynthétique FPET-600.

La deuxième solution (b) de renforcement par géosynthétique est basée sur le même géosynthétique dimensionné conformément à la norme NF XP G 38-065, mais prévoit une auscultation avec suivi automatique FPET-600-I. Un suivi par le Maître d'Ouvrage est prévu avec une visite tous les 7 ans.

La troisième solution (c) de renforcement par géosynthétique est basée sur un géosynthétique optimisé dimensionné conformément à la norme NF XP G 38-065, avec une auscultation et suivi automatique FPET-150-I. Un suivi par le Maître d'Ouvrage est prévu avec une visite tous les 7 ans. L'optimisation prend en compte la réduction du temps d'intervention du Maître d'Ouvrage lié au système d'alerte.

Enfin une quatrième option (d) prend en compte la solution (c) avec un géosynthétique pré-instrumenté mais sans système d'alerte. Il permet de mesurer les déformations éventuelles du géosynthétique mais suppose un suivi par le Maître d'Ouvrage par une visite annuelle.

La surface à recouvrir (64 m², pour tenir compte des ancrages latéraux) est excavée sur une profondeur de 1,5 m. Un volume de 95,4 m³ est donc excavé. L'utilisation des engins nécessaires pour les terrassements est estimée sur la base de Suer et Andersson-Sköld (2011) qui considèrent l'utilisation d'un excavateur hydraulique et d'un compacteur. Le même volume de sol est excavé et remblayé.

3. Analyse du Cycle de Vie

L'étude de l'Analyse du Cycle de Vie (ACV) est menée sur la base des normes ISO 14040, ISO 14044 et ISO 14025. En accord avec la norme européenne EN 15804 + A1, l'approche « cut-off » est appliquée aux systèmes étudiés. Cela signifie que les matières issues du recyclage ou de la réutilisation (matière secondaire) sont considérées libres de tout impact environnemental.

Afin de pouvoir comparer les différentes solutions entre elles, il est nécessaire de déterminer une Unité Fonctionnelle (UF) commune à l'ensemble des produits comparés et définie dans la norme ISO 14044 comme « *la performance quantifiée d'un système de produits, destinée à être utilisée comme unité de référence dans une ACV* ». On utilisera l'UF pour pondérer et introduire sur une base commune les résultats de cette ACV afin de pouvoir faire les choix optimaux.

Dans le cadre de cette ACV, l'unité fonctionnelle considérée est la suivante : Renforcement d'une cavité (« catiche ») de 2 m de diamètre pendant 100 ans.

3.1. Données de production

Comme la dalle de béton est réalisée sur place, seule la production des géosynthétiques, qu'ils soient instrumentés ou non, est prise en compte.

Pour les solutions géosynthétiques, les données de production sont basées sur celles de l'usine d'AFITEXINOV à Saint-Didier-de-la-Tour (38) pour l'année 2019. Elles intègrent :

- la consommation de matières premières, qui comprend :
 - les volumes de matières, intégrant entre autres les pertes liées à la fabrication du géosynthétique ;
 - les consommations des fournisseurs de câblés de renfort, en considérant le mix-énergétique du pays de fabrication de ces câblés ;
 - les consommations pour l'assemblage réalisé dans l'usine de Saint-Didier-de-la-Tour (38).
- la consommation d'énergie et d'eau, qui intègre les consommations d'électricité lors de l'assemblage, la consommation de gaz pour les chariots à gaz et la consommation d'électricité dans les bureaux.
- les emballages, qui comprennent
 - les emballages des matières premières ;
 - les emballages des produits finis.
- les déchets de production : ils comprennent les pertes de matière première, les déchets d'emballage et les autres déchets liés aux activités de l'usine (huiles usagées, eaux usées, etc.).

Dans le cas de géosynthétiques instrumentés, il convient aussi de prendre en compte la production des fibres optiques. On considèrera pour l'étude qu'un mètre de fibre optique est nécessaire pour la conception d'1 m² de géotextile instrumenté et les données sont basées sur les éléments fournis par Unger et Gough (2008).

- les étapes de transport, qui intègrent :
 - le transport des matières premières du lieu de production à l'usine de St-Didier-de-la-Tour (38) ;
 - le transport des emballages ;
 - le transport des fibres optiques ;
 - le transport du géosynthétique sur le chantier situé à Lille dans l'étude.

3.2. Données de réalisation du chantier

Les données de réalisation du chantier prennent en compte les phasages et quantités définis au paragraphe 2.2. Il est considéré qu'aucun intrant n'est nécessaire à la mise en place du géotextile et du système de sécurisation.

3.2.3. Données de la phase d'usage

Les données de la phase d'usage considèrent les différents scénarios définis en 2.2. Pour cette étude, on a considéré que, lors des visites de l'ouvrage, une distance moyenne de 100 km était parcourue.

Pour les scénarios basés sur les solutions instrumentées, la phase d'usage nécessite la prise en compte de la consommation d'électricité du système d'auscultation, voire celle de l'utilisation d'un boîtier de mesure.

La consommation électrique dépend du type de boîtier, suivant le type de fibre optique employé ; pour la présente étude on a considéré un boîtier pour les réseaux de Bragg, en considérant que pour un suivi continu, 15 minutes par jour étaient consacrées aux mesures. Dans le cas d'une connexion au réseau électrique, le chantier étant à Lille, le mix français a été utilisé.

Pour le transfert de données, envoi et stockage des mails, différentes options ont été envisagées qui seront détaillées plus loin. Les consommations d'électricité nécessaires à la transmission et au stockage des mails sont issues des études suivantes : Pflueger (2010) ; Schmidt et al. (2009).

Les données sur le boîtier de mesure de réseaux de Bragg prennent en compte différents composants électroniques pour un poids de 800 g. Le coffrage en acier a été considéré d'un poids plus important que normal (7 kg) pour permettre d'intégrer ultérieurement des éléments tels que des batteries et des panneaux solaires. La durée de vie des éléments électroniques est estimée à 7 ans.

3.2.4 Fin de vie

L'utilisation des géosynthétiques, ou de la dalle de béton, étant considérée permanente (100 ans), aucune fin de vie n'est considérée dans l'analyse.

3.3. Évaluation de l'impact environnemental et analyse de sensibilité

Pour l'évaluation de l'impact environnemental, les indicateurs sélectionnés sont ceux préconisés par la norme EN 15804 + A1 encadrant les déclarations environnementales de produits de construction, auxquels est ajoutée la consommation cumulée d'énergie (Tableau 1).

Tableau 1. Indicateurs sélectionnés pour l'évaluation d'impacts environnementaux.

Indicateur	Unité	Description
Acidification	kg éq. SO ₂	mesure la contribution à la production de gaz dits « acides » qui réagissent avec l'eau dans l'atmosphère, générant les fameuses « pluies acides ».
Eutrophisation	kg éq. PO ₄ ³⁻	mesure les impacts potentiels de la concentration des nutriments chimiques dans un écosystème, entraînant leur changement indésirable (ex : production d'algues entraînant une anoxie dans les milieux aquatiques).
Changement climatique	kg éq. CO ₂	mesure les impacts potentiels de l'émission de gaz à effet de serre.
Oxydation photochimique	kg éq. COVNM	mesure de la création de produits chimiques, tels que l'ozone, dans la troposphère par réaction de la lumière solaire due aux émissions de combustion de combustibles fossiles. Les causes sont le dioxyde de soufre (SO ₂), le monoxyde de carbone (CO), l'oxyde d'azote (NO) et les composés organiques volatiles non méthaniques (COVNM).
Épuisement des ressources abiotiques	kg éq. Sb	mesure l'épuisement des ressources naturelles non vivantes, telles que les minéraux et les métaux.
Épuisement des ressources fossiles	MJ	mesure l'épuisement des ressources naturelles non vivantes, telles que les ressources fossiles (pétrole, charbon etc.).
Consommation d'eau	m ³ éq.	mesure la consommation d'eau et la met en perspective avec la disponibilité de l'eau dans la région où elle est consommée.
Épuisement de la couche d'ozone	kg CFC-11 éq.	mesure la capacité d'un composé chimique à dégrader la couche d'ozone en haute atmosphère, notamment les chlorofluorocarbures (CFC).
Consommation cumulée d'énergie	MJ	mesure les quantités totales de ressources énergétiques consommées le long d'une chaîne de valeur.

Pour une analyse de sensibilité complète en vue d'optimiser l'impact du système, l'étude réalisée dans le cadre du projet de recherche a intégré l'influence des paramètres suivants :

- la consommation d'énergie pour le monitoring ;
- la source d'alimentation du boîtier de monitoring : panneaux solaires, ou autres ;
- la durée d'utilisation journalière du système d'auscultation ;
- la durée de service de l'ouvrage ;
- la durée de stockage des mails envoyés par le boîtier ;
- la taille du chantier ;
- la fin de vie des géotextiles : dans le cas d'une application de courte durée (ex : renforcement de cavités dans une activité minière), à côté des activités d'excavation et de transport, un traitement par incinération peut permettre d'éviter la consommation de ressources fossiles.
- le pays de mise en œuvre de l'ouvrage ; outre sur le transport de l'usine de production jusqu'au chantier, celui-ci a un impact sur le mix électrique utilisé pour le monitoring et sur l'impact des solutions alternatives.

Dans la suite de l'article, on évaluera l'impact environnemental par le biais de l'impact sur le changement climatique et la consommation cumulée d'énergie.

3.3.1. Impact sur le changement climatique

L'impact sur le changement climatique du traitement par dalle de béton est de 1764 kg CO₂ eq./unité fonctionnelle (UF), contre 717 kg CO₂ eq./UF pour l'emploi du renforcement par géosynthétique non-instrumenté (a) et 1292 kg CO₂ eq./UF pour l'emploi du renforcement par géotextile instrumenté (b) (Figure 1). L'impact environnemental de la solution de renforcement par géosynthétique instrumenté (b) est donc 27% plus faible que le renforcement par dalle de béton mais 1,8 fois plus élevé qu'un renforcement par géosynthétique non-instrumenté (a). Il convient cependant de noter que le dimensionnement mécanique des géosynthétiques non-instrumenté (a) et instrumenté (b) sont identiques, ce qui est discutable dans la mesure où cela ne prend pas en compte l'apport important sur la sécurité apporté par le système l'auscultation et d'alerte. Ce point sera discuté au paragraphe 4.

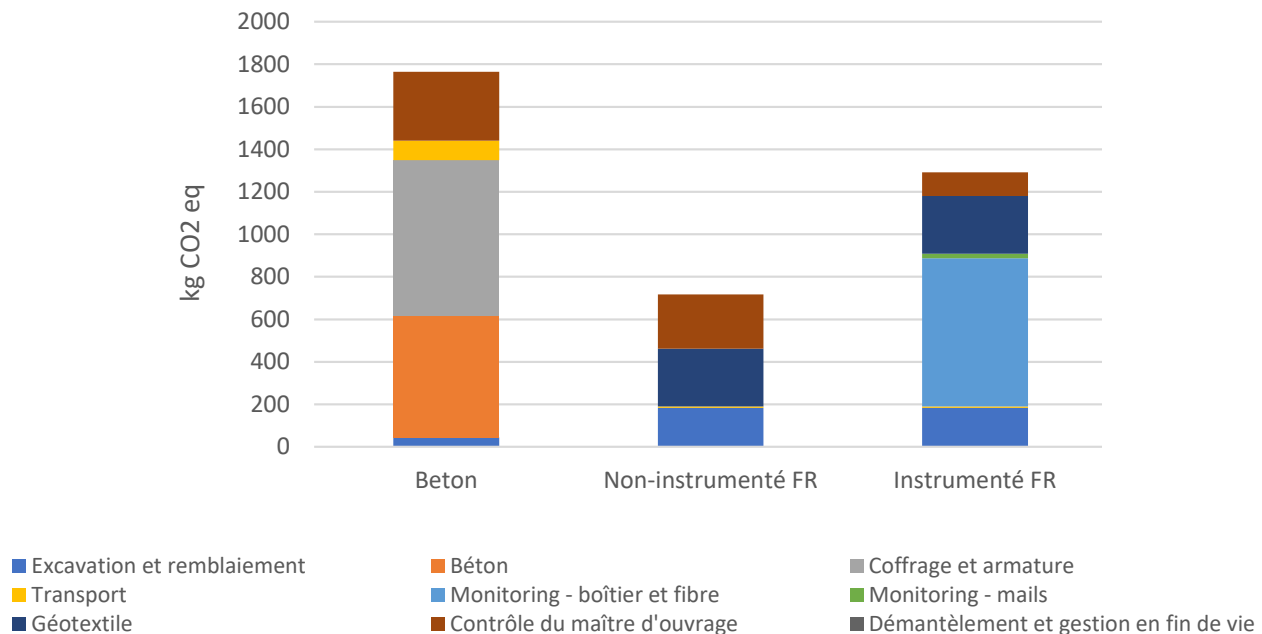


Figure 1. Comparaison de l'impact sur le changement climatique des trois solutions : dalle de béton, géosynthétiques non-instrumenté (a) et instrumenté (b).

Les principaux contributeurs aux impacts sur le changement climatique de chacune des solutions sont détaillés ci-après.

Pour la « dalle de béton », les premiers contributeurs sont la production du coffrage et de l'armature. Le deuxième contributeur est la production du béton, dont 75% des impacts sont dus aux émissions directes liées à la production, notamment au CO₂ émis lors de la calcination du calcaire. Le troisième contributeur est lié aux déplacements du Maître d'Ouvrage sur le site tous les 7 ans.

Pour le géosynthétique non-instrumenté (a), le premier contributeur est la production du produit, qui représente 38% de l'impact total. Celui-ci est majoritairement dû aux fibres de renforcement en PET. Le deuxième contributeur est dû aux déplacements du Maître d'Ouvrage. Ces visites ont des impacts similaires pour les solutions « dalle de béton » et géotextile non-instrumenté (a) en raison de la même périodicité. Le troisième contributeur est l'excavation/remblaiement lors de la mise en place du géosynthétique. La surface en jeu étant plus élevée que pour la « dalle béton » (64 m² contre 16 m²), l'impact de cette étape est plus important que pour la « dalle de béton ».

Pour le géotextile instrumenté

(b) le premier contributeur est la production du boîtier de mesure, en particulier de ses composants électroniques. La base de données utilisée ne permettant pas une modélisation précise de l'impact du boîtier, celui-ci reste à prendre avec précaution. Cependant, cette forte contribution révèle le potentiel élevé de l'optimisation de son impact sur l'ensemble du cycle de vie de la solution géosynthétique instrumenté (b) et montre également la faible contribution de la consommation d'électricité. Le deuxième contributeur est la production du géotextile et le troisième est liée aux déplacements du Maître d'Ouvrage. Viennent ensuite les étapes de terrassement et le transfert et le stockage des mails.

3.3.2. Impact sur la consommation cumulée d'énergie

La consommation cumulée d'énergie de la solution « dalle de béton » est de 20,8 GJ/Unité Fonctionnelle (UF), contre 13,6 GJ/UF pour la solution de renforcement par géosynthétique non-instrumenté (a) et 34,1 GJ/UF pour solution de renforcement par géosynthétique instrumenté (b) (Figure 2).

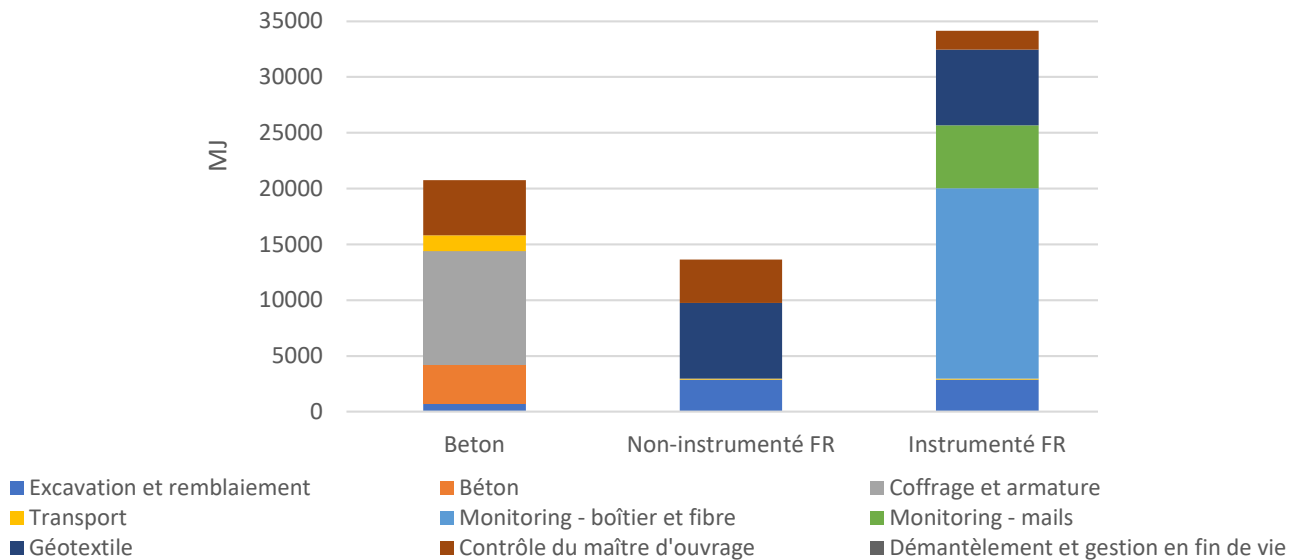


Figure 2. Comparaison de l'impact sur la consommation cumulée d'énergie des trois scénarios de renforcement

La solution de renforcement par géosynthétique instrumenté (b) est celle qui nécessite le plus de ressources énergétiques le long de son cycle de vie. Les impacts des solutions « dalle de béton » et géotextile non-instrumenté (a) sont respectivement 39% et 60% plus faibles.

Les principaux contributeurs aux impacts de chacun des scénarios sont détaillés ci-après.

Pour la « dalle de béton », le premier contributeur correspond à la production de l'armature (48%). Le deuxième est lié aux déplacements du Maître d'Ouvrage (24%), suivi par la production du béton (17%).

Pour le géosynthétique non-instrumenté (a), le premier contributeur est lié à la production du produit, (50% de l'impact total) ; celui-ci est majoritairement dû aux fibres de PET. Le deuxième contributeur est lié aux déplacements du Maître d'Ouvrage (29%), suivie par le terrassement (21%).

Pour le géosynthétique instrumenté (b) : le premier contributeur est lié à la production du boîtier d'auscultation et d'alerte (environ 50%), suivi par la production du géosynthétique et par le transfert et le stockage des mails. L'impact du système de suivi, d'auscultation et d'alerte (« boîtier et fibres optiques ») est pour 60% imputable à la production du boîtier et 40% à la consommation d'électricité.

Comme mentionné lors de l'analyse de l'impact environnemental (3.3.1), le dimensionnement mécanique des géosynthétiques non-instrumenté (a) et instrumenté (b) sont identiques ce qui est discutable dans la mesure où cela ne prend pas en compte l'apport important sur la sécurité apporté par le système l'auscultation et d'alerte.

D'autre part, comme montré aussi en (3.3.1), le fort niveau de consommation lié au système de suivi d'auscultation et d'alerte lors de cette première analyse révèle un potentiel important d'optimisation de la conception du système. On notera comme éventuelles possibilités d'améliorations la consommation du système de suivi et d'alerte, son type d'alimentation (électrique, solaire, etc.), la durée journalière d'auscultation (mesure du géosynthétique), la durée journalière de la connexion au serveur de suivi (permanente, ponctuelle en cas d'alerte locale, etc.), le stockage des mails (dans le « cloud », en local).

3.3.3. Tendances de l'évolution de l'Analyse de Cycle de Vie en fonction des paramètres de conception du renforcement

L'étude paramétrique réalisée dans le cadre de ce projet de recherche a permis de dégager les tendances suivantes :

- dans le cas d'une solution avec un géosynthétique instrumenté (b) avec un système d'auscultation et d'alerte associé :

- plus la durée de service de l'ouvrage augmente, plus la durée journalière de l'auscultation a un impact important sur la consommation cumulée d'énergie ;
 - la réduction du stockage des mails sur le « cloud » à 1 semaine au lieu de 1 an diminue significativement l'impact environnemental ;
 - la consommation électrique du boîtier d'auscultation a peu d'impact sur les résultats ;
 - le mix électrique du pays de mise en œuvre de la solution géosynthétique instrumentée a un fort impact sur sa performance environnementale.
- comparaison de la solution « dalle béton » et géosynthétique instrumenté (b) avec un système d'auscultation et d'alerte associé :
- l'augmentation du temps de service de l'ouvrage a une influence plus grande sur l'impact environnemental de la solution « dalle béton » et que sur celui du géosynthétique instrumenté avec un système d'auscultation et d'alerte associé ;
 - de même, plus la zone de l'ouvrage traitée est importante, plus l'impact environnemental de la solution géosynthétique instrumenté avec un système d'auscultation d'alerte associé présente un impact environnemental réduit par rapport à la solution « dalle béton ».

4. Comparaison de l'impact environnemental de différentes solutions suivant le niveau de sécurité envisagé en fonction du risque de l'ouvrage

Cette partie présente de manière synthétique comment, pour un niveau de sécurité donné, il est judicieux d'adapter le dimensionnement du géosynthétique de renforcement en fonction de l'utilisation, ou non, d'un système d'auscultation et d'alerte. Il est important d'analyser les ouvrages de manière comparable en matière de sécurité et justifiables techniquement vis-à-vis d'un Maître d'Ouvrage. La comparaison qui suit s'appuie sur l'exemple d'une cavité potentielle, similaire à celle présentée en 2.1 et en envisageant différentes hypothèses d'évolution du risque.

4.1. La cavité ne présente pas de risque de s'élargir au-delà du diamètre nominal

Si l'on considère que la cavité ne présente aucun risque de s'élargir au-delà du diamètre nominal, les solutions en concurrence peuvent être :

- la solution « dalle béton »
- un géosynthétique non instrumenté (a)

Le dimensionnement du géosynthétique est réalisé suivant la norme NF XP G38-065 pour un tassement nul en surface et une durée de service de 100 ans.

Pour ces deux solutions, il a été prévu que le Maître d'Ouvrage réalise une visite de surveillance tous les 7 ans.

4.2. La cavité peut présenter un risque non négligeable de s'élargir au-delà du diamètre nominal

Si on considère que la cavité peut présenter un risque non négligeable de s'élargir au-delà du diamètre nominal (ou que ce risque n'est pas connu et que le Maître d'Ouvrage veut un suivi en continu pour accepter la solution GSY), les solutions en concurrence peuvent être :

- la solution « dalle béton »
- un géosynthétique instrumenté avec système d'auscultation et d'alerte (b)
- un géosynthétique « optimisé » instrumenté avec système d'auscultation et d'alerte (c)

Le dimensionnement du géosynthétique (b) est réalisé suivant la norme NF XP G38-065 pour un tassement nul en surface et une durée de service de 100 ans.

Pour le dimensionnement du géosynthétique (c), il est important de prendre en compte les avantages apportés par le système d'auscultation et d'alerte. En effet, le suivi en continu permet de justifier de dimensionner le géosynthétique pour l'ouverture partielle de la cavité, par exemple D/2 ; en appliquant la norme NF XP G38-065, on peut ainsi justifier un géosynthétique (c) avec une résistance réduite par rapport au géosynthétique (b). Grâce au système d'auscultation et d'alerte, il est possible d'assurer l'obtention d'un tassement nul en surface et une durée de service de 100 ans.

Pour ces trois solutions, il a été prévu que le Maître d'Ouvrage réalise une visite de surveillance tous les 7 ans.

4.3. Le risque que la cavité s'élargisse au-delà du diamètre nominal n'est pas bien connu mais a priori n'est pas très élevé

Si l'on considère que le risque pour que la cavité s'élargisse au-delà du diamètre nominal n'est pas bien connu mais a priori n'est pas très élevé au moins au début, les solutions en concurrence peuvent être :

- la solution « dalle béton »
- un géosynthétique instrumenté avec un capteur optique mais sans suivi en continu (d)

Cette solution géosynthétique permet un suivi modulable, ponctuel au début (par exemple une mesure par an) qui peut s'accélérer dans le temps et peut même se convertir en suivi continu si les choses s'aggravent. Le dimensionnement du géosynthétique est réalisé suivant la norme NF XP G38-065 pour un tassement nul en surface et une durée de service de 100 ans.

Pour la solution « dalle béton », il a été prévu que le Maître d'Ouvrage réalise une visite de surveillance tous les 7 ans. Cependant pour la solution géosynthétique il a été prévu que le Maître d'Ouvrage réalise une visite de surveillance tous les ans.

4.4. Analyse de l'impact sur l'environnement des différentes solutions suivant les hypothèses de risque vis-à-vis de la cavité

Pour cette analyse, on a considéré les hypothèses suivantes :

Une consommation électrique d'une heure par mesure, si la mesure de la fibre optique est réalisée ponctuellement ; cependant en cas de suivi continu des panneaux solaires sont systématiquement utilisés.

Un envoi par jour des données de mesures au serveur central, sans stockage en ligne ; sauf en cas d'alerte.

Les figures 3, 4 et 5 présentent la comparaison de l'impact sur le changement climatique des différentes solutions suivant les différentes hypothèses de risque d'ouverture de cavité.

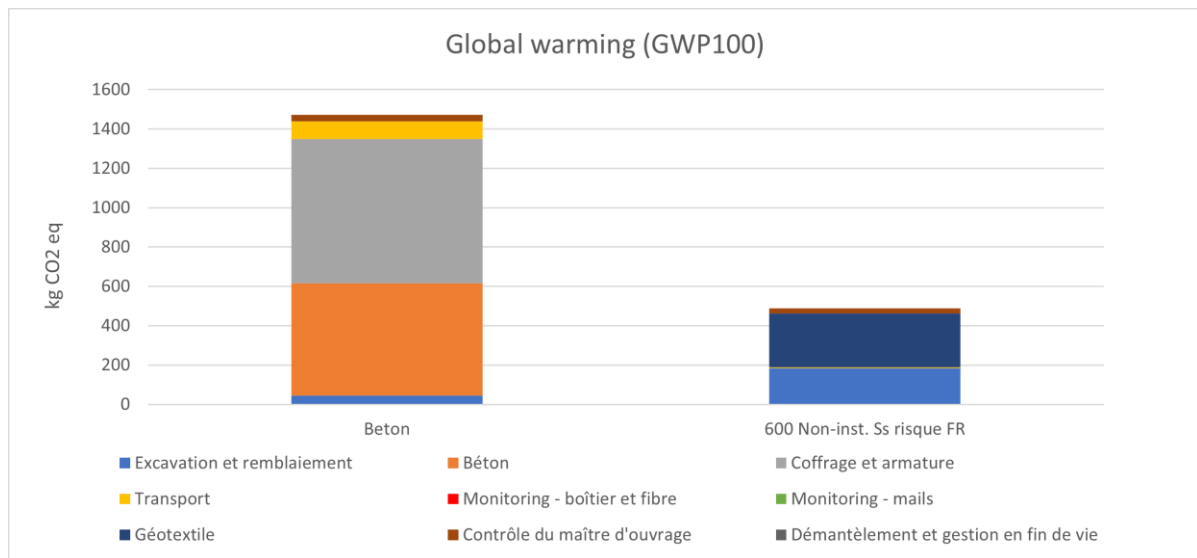


Figure 3. La cavité ne présente pas de risque de s'élargir au-delà du diamètre nominal : comparaison de la solution « dalle béton » et de celle d'un géosynthétique non-instrumenté (a).

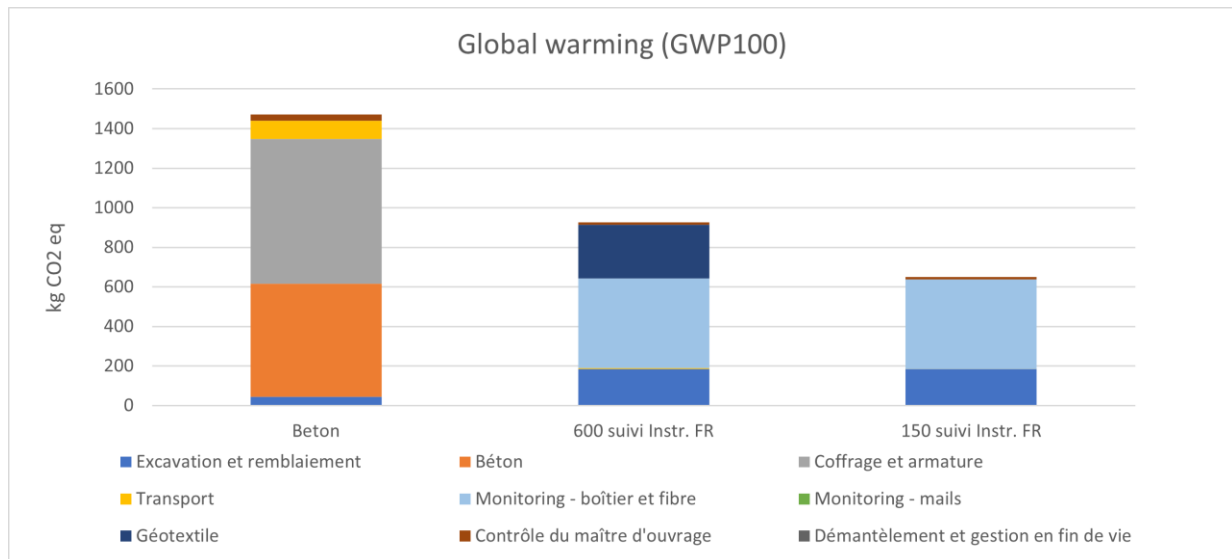


Figure 4. La cavité peut présenter un risque non négligeable de s’élargir au-delà du diamètre nominal : comparaison de la solution « dalle béton », de celle d’un géosynthétique instrumenté avec système d’auscultation et d’alerte (b) et de celle d’un géosynthétique « optimisé » instrumenté avec système d’auscultation et d’alerte (c).

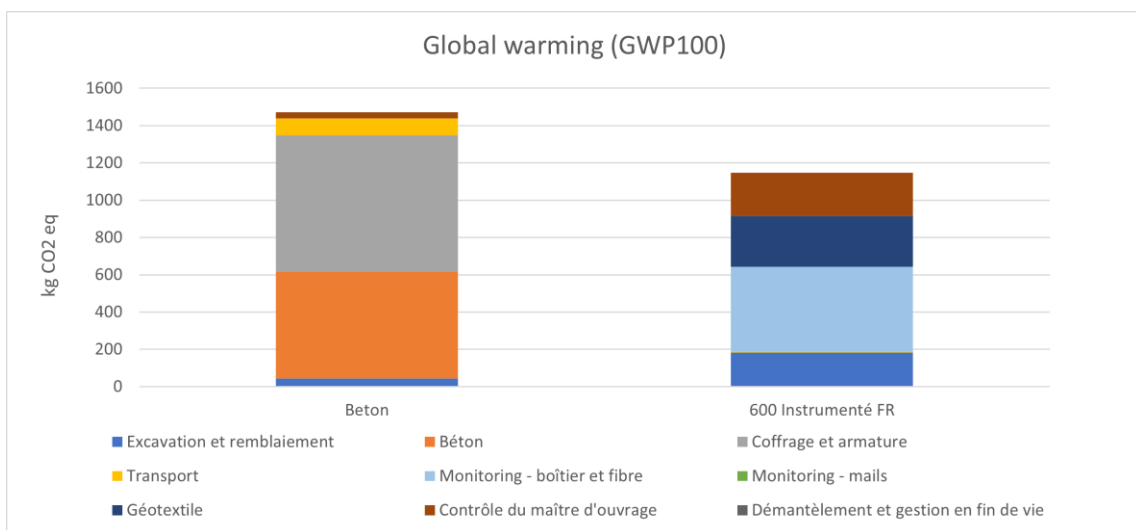


Figure 5. Le risque que la cavité s’élargisse au-delà du diamètre nominal est non connu mais a priori n’est pas très élevé au moins au début : comparaison de la solution « dalle béton » et de celle d’un géosynthétique instrumenté avec un capteur optique mais sans suivi en continu (d)

5. Conclusion

L’étude de l’Analyse du Cycle de Vie de solutions intégrant des géosynthétiques instrumentés, avec dispositif d’auscultation et d’alerte, a montré combien cette évaluation était importante pour optimiser la conception du système de renforcement, en particulier pour les ouvrages sensibles comme au-dessus de zones à haut risque d’effondrement localisé, objet de ce projet de recherche.

Il a été possible d’évaluer et de quantifier l’influence des différents paramètres de conception du système (géosynthétique, instrumentation, système d’auscultation et d’alerte) sur l’impact sur le changement climatique et sur l’impact sur la consommation cumulée d’énergie.

L’outil développé a ainsi permis de montrer qu’il était possible d’adapter et d’optimiser la solution de traitement et de suivi d’une zone à haut risque d’effondrement localisé en fonction du niveau de risque lié à l’évolution potentielle de la cavité.

On notera l'intérêt quasi systématique de l'adjonction d'une instrumentation et d'un système de suivi optimisé du point de vue de l'Analyse du Cycle de Vie tant du point de vue technique que de la sécurité. Cette étude valide ainsi les bénéfices attendus de cette solution innovante de géosynthétique instrumenté par rapport à la solution traditionnelle de renforcement, dans des conditions optimisées et adaptées à chaque chantier comme ici dans la région de Lille sur une cavité de 2m de diamètre.

Cette Analyse du Cycle de Vie a enfin abouti à la publication d'une Déclaration Environnementale de Produit EPD® pour la gamme de géosynthétiques concernée, qui fournit les données sur l'impact environnemental du géosynthétique. Ce document présente les données de façon standardisée pour les comparer aux différentes solutions du marché.

6. Remerciements

Les partenaires du projet REGIC, AfiteXinov, le laboratoire 3SR et l'Inéris tiennent à remercier le Pôle de Compétitivité Techtera pour sa labellisation et l'Ademe pour son soutien financier dans le cadre de l'appel à projets PIA « Route du futur ». Les auteurs tiennent en outre à remercier tous les collaborateurs et notamment le laboratoire GEOMAS de l'INSA Lyon qui ont participé à la collecte des données et à l'interprétation des résultats de cette Analyse de Cycle de Vie ainsi qu'au bon déroulement de l'ensemble du projet REGIC.

7. Références bibliographiques

- ISO 14040 (2006) Environmental management — Life cycle assessment — Principles and framework
- ISO 14044 (2006) Environmental management — Life cycle assessment — Requirements and guidelines
- ISO 14025 (2010) Environmental labels and declarations — Type III environmental declarations — Principles and procedures
- EN 15804 + A1 (2016) Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction
- NF XP G 38-065, (2020) Géosynthétiques, géotextiles et produits apparentés — Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements — Justification du dimensionnement et éléments de conception, *AFNOR*, 50 pages.
- Pflueger J. (2010) Understanding data center energy intensity, *A Dell Technical White Paper*.
- Schmidt, Anders, Nanja Heddal Kløverpris, (2009) Environmental impacts from digital solutions as an alternative to conventional paper-based solutions.
- Suer P., Andersson-Sköld, Y., (2011) Biofuel or excavation? - Life cycle assessment (LCA) of soil remediation options. *Biomass and Bioenergy* 35 (2): 969–81. <https://doi.org/10.1016/J.BIOMBIOE.2010.11.022>.
- Unger N., Gough O. (2008) Life cycle considerations about optic fibre cable and copper cable systems: A case study. *Journal of Cleaner Production* 16 (14): 1517–25. <https://doi.org/10.1016/J.JCLEPRO.2007.08.016>.

INFRASTRUCTURES DE MOBILITÉ

TUNNEL FERROVIAIRE EN STRUCTURE SOL-PLAQUE D'ACIER ONDULÉE IMPERMÉABILISÉ AVEC UNE GÉOMEMBRANE EPDM EN ALGÉRIE

RAILWAY TUNNEL WITH SOIL-STEEL STRUCTURE WATERPROOFED WITH AN EPDM GEOMEMBRANE IN ALGERIA

O. BASAR¹, W. SAMOLEWSKI², P. TOMALA², A. CZEREPAK², B. AMAT³

1 ViaCon Kisan, Istanbul, Turquie

2 ViaCon Construction Sp. z o.o., Przemysłowa 6, 64-130 Rydzyna, Pologne

3 Firestone Building Products EMEA BV, Ikaroslaan 75, 1930 Zaventem, Belgique

RÉSUMÉ – La nouvelle ligne de chemin de fer reliant Birtouta à Zeralda en Algérie a nécessité la construction d'un tunnel de 180 mètres de long dans une région sismique. En septembre 2016 a été inauguré l'un des plus grands tunnels en plaques d'acier ondulées au monde. Le tunnel a un diamètre de 12 m et une hauteur de remblais sur structure de 7 m. L'entièreté du tunnel a été imperméabilisée avec une géomembrane EPDM (8.320 m²). La flexibilité et l'élasticité des géomembranes EPDM étaient essentielles pour s'adapter à la forme ondulée des plaques d'acier. Cet article présente la conception et l'installation de la superstructure du tunnel.

Mots-clés : Tunnel, plaque d'acier ondulée, géomembrane, EPDM, étanchéité.

ABSTRACT – To complete the new railway line in Algeria, connecting Birtouta to Zeralda, the construction of a 180m long, cut and cover tunnel through a seismic region was needed. And so, in September 2016 was inaugurated one of the biggest tunnels made of corrugated steel plates in the world. The tunnel has a diameter of 12 m and the maximum cover depth above the structure is around 7 m. The tunnel was made watertight using 8.320 m² of EPDM geomembrane that covers the entire structure. The flexibility and elasticity of the EPDM geomembrane was essential to allow the membrane to adapt to the corrugated shape of the steel plates. This paper presents the design and installation of the tunnel superstructure

Keywords: Tunnel, corrugated steel plates, geomembrane, EPDM, watertightness.

1. Introduction

Dans le but de décongestionner l'important trafic de la banlieue Ouest d'Alger, une nouvelle ligne ferroviaire de 21 km a été créée entre les villes de Birtouta et Zeralda. Avec une capacité de 50 000 passagers par jour, cette ligne électrifiée à double voie a nécessité la construction de 23 ouvrages d'art (ponts, tunnels, viaducs, etc.) L'un de ces ouvrages (le SH16) est un tunnel en tranchée couverte de 180 m de long, situé entre les kilomètres 10+700 et 10+880 de la nouvelle ligne. La superstructure du tunnel est une grande structure en acier galvanisé à chaud au profil circulaire, avec un diamètre interne de 12,02 m et des profils en biais aux deux extrémités. Les chevauchements des plaques d'acier et les boulons ont été étanchés à l'aide d'un mastic adhésif en polyuréthane. Le tunnel a été couvert en totalité avec une géomembrane EPDM étanche et une double couche de géotextile de protection. L'installation de la structure a débuté en décembre 2015 et la mise en service a eu lieu en septembre 2016.

Informations générales :

- Investisseur : République algérienne démocratique et populaire représentée par ANESRIF.
- Conception, supervision et montage : ViaCon Sp. z o.o. Pologne.
- Produits :
 - Structure en tôle d'acier ondulée de type SuperCor SC-94R.
 - Géomembrane EPDM : Firestone GeoGard EPDM 1,1 mm.
- Entrepreneur : Yapı Merkezi / Infrarail SPA.
- Montage : Yapı Merkezi.

Exigences et hypothèses de conception :

- Géométrie adaptée à une voie ferrée électrifiée à double voie avec un écartement de voie standard de 1435 mm et une distance de 4,0 m entre les axes.
- Actions sur les structures conformément à la norme EN 1991 (Eurocode 1).

- Hauteur de remblais : 6,71 m sous la route et 6,00 m dans les zones restantes.
- Remblayage : granulat compacté à 98 % de l'Optimum Proctor Normal ($\gamma = 24,10 \text{ kN/m}^3$ jusqu'à 2 m au-dessus de la structure et $\gamma < 20,30 \text{ kN/m}^3$ au-dessus de 2 m).
- L'effet sismique a été pris en considération comme accélération horizontale (AH = 0,4).
- Durée de vie considérée : 100 ans.
- Couches de protection contre la corrosion :
 - Revêtement en zinc d'une épaisseur conforme à la norme EN ISO 1461.
 - Surface interne peinte avec une peinture polyuréthane de 100 μm d'épaisseur.

Paramètres de la structure SuperCor SC-94R :

- Diamètre 12,02 m.
- Longueur inférieure 180,08 m.
- Longueur supérieur 138,62 m.
- Acier galvanisé à chaud S315MC.
- Épaisseur des plaques 8 mm.
- Ondulation 381 x 140 mm.
- Raccords boulonnés, 4 rangées de boulons de classe 10,9.

Les extrémités libres de la structure métallique ont été terminées avec un collier en béton armé, construit avec une face en acier et deux rangées de boulons d'ancrage.

Les raccords boulonnés à 4 rangées étaient une solution innovante. Cette solution était nécessaire compte-tenu des valeurs élevées des forces normales, induites par la grande épaisseur de remblais au-dessus de la structure (Fig.1).

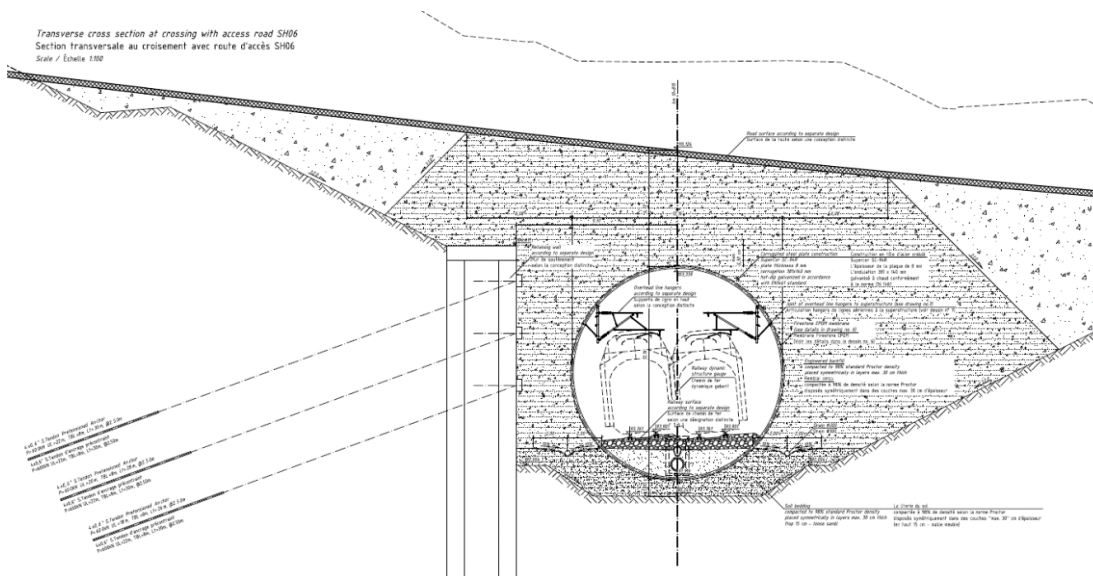


Figure 1. Coupe du tunnel

Le tunnel SH16 est situé dans un virage de la nouvelle ligne de chemin de fer et a dû, par conséquent, être divisé en quatre segments droits raccordés par des coudes soudés (Fig. 2).

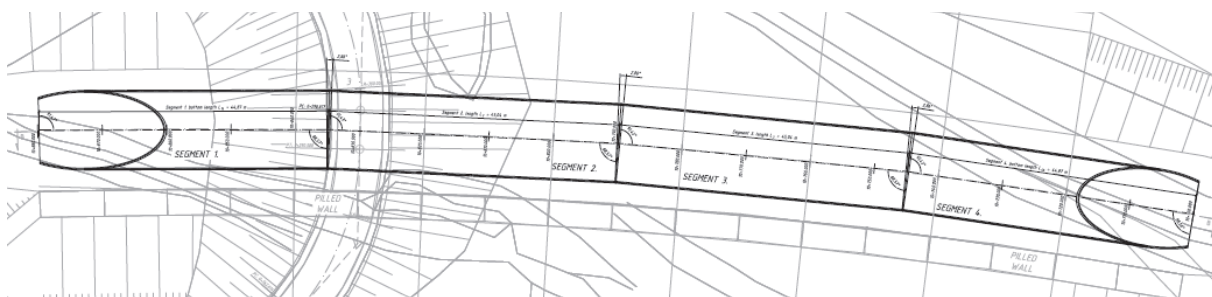


Figure 2. Vue de dessus du tunnel

2. Conception du projet

2.1 Calcul de la capacité portante

Les principaux calculs structurels de la construction en plaques d'acier ondulé ont été effectués en appliquant le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (dit CHBDC). Les charges ont été appliquées à la structure conformément à l'Eurocode 1. Les autres calculs structurels (collier en béton, système d'armement caténaire, etc.) ont été effectués selon les Eurocodes correspondants. Les calculs structurels, effectués conformément au CHBDC, incluaient :

- Etat limite ultime – destruction par déformation due à une compression axiale.
- Etat limite ultime – formation de rotule plastique durant la phase d'assemblage.
- Etat limite ultime – formation de rotule plastique durant la phase d'exploitation.
- Etat limite ultime – destruction de raccord boulonné.

La principale charge subie par la structure est constituée par le poids du remblai. Dans la zone située sous la route d'accès, la structure subit la charge du volume de trafic selon l'Eurocode LM1. Les conditions de sol et d'eau ont été qualifiées comme favorables à une fondation directe. Une couche de granulat a été dimensionnée pour la fondation. La fondation a été construite sur un sol perméable à l'eau – mélange sable-gravier de fraction 0-45 avec un coefficient d'uniformité $C_U > 4$, coefficient de courbure $1 < C_C < 3$ et un coefficient de perméabilité supérieur à 6 m/24 h.

Le granulat était exempt d'éléments organiques ou congelés. Le mélange sable-gravier était compacté conformément à l'indice de compactage minimum requis comme suit :

- $I_s \geq 0,95$ – jusqu'à 20 cm de distance de la structure ;
- $I_s \geq 0,98$ – dans la zone restante.

2.2 Système d'étanchéité à l'eau

L'étanchéité de la structure a été assurée par un double système d'étanchéité. La première barrière d'étanchéité est constituée par une géomembrane EPDM qui entoure étroitement la structure acier du tunnel. Les joints étanches entre les différents panneaux de géomembranes ont été réalisés à l'aide de bandes auto-adhésives en caoutchouc synthétique, selon les prescriptions du producteur. Un géotextile non-tissé aiguilleté de protection a été prévu des deux côtés de la géomembrane. Le second système d'étanchéité est constitué d'un mastic adhésif en polyuréthane appliqué le long des chevauchements des plaques en acier et sur les boulons. Pour étancher les boulons, le mastic est appliqué dans des capuchons en polyéthylène, dont la taille correspond à la tête des boulons et aux écrous.

2.2.1 Barrière d'étanchéité à l'eau par géomembrane EPDM

Les géomembranes EPDM sont un matériau élastomère utilisé dans l'ingénierie hydraulique (réserves d'eau artificielles, canaux, couvertures de décharges, etc.). Grâce à leur grande flexibilité et élasticité (supérieure à 300 %), elles s'adaptent parfaitement aux ondulations de la structure acier. Les géomembranes EPDM sont extrêmement durables (Noval et al., 2014), une caractéristique importante lorsqu'elles sont utilisées dans des infrastructures où la géomembrane est recouverte et ne peut être réparée ou remplacée. La grande largeur des panneaux (jusqu'à 15,25 m) et la simplicité du système d'assemblage sur site facilitent également le processus d'installation et de réparation. Ces avantages, combinés à la bonne résistance au poinçonnement (Noval et al., 2014), font des géomembranes EPDM des barrières d'étanchéité très efficaces pour les structures en plaques d'acier ondulées.

Aux deux extrémités du tunnel, leur flexibilité ont permis une connexion facile et étanche à la structure qui se termine en plan incliné.

Recommandations générales pour la géomembrane EPDM :

- Couche support : propre, lisse, compactée, exempte d'angles agressifs ou tranchants, de végétation, de pierres et de petites cavités.
- Structure acier : absence d'arêtes tranchantes et tous les boulons protégés par des bouchons en plastique.
- Protection de la géomembrane EPDM : géotextile de protection installé sur les deux faces.
- Installation de la géomembrane : installation lâche pour que la géomembrane s'adapte à la forme ondulée des plaques en acier.
- Assemblage de la géomembrane : processus d'assemblage selon les prescriptions du producteur avec QS Splice Tape et QuickPrime Plus. Lors de la réalisation d'un joint sur la

partie supérieure, la structure en acier étant ondulée, il est recommandé d'utiliser une planche sous la zone d'assemblage pour pouvoir appliquer une pression suffisante. La planche sera retirée par la suite. Le recouvrement entre deux géomembranes est de minimum 150 mm.

- Points triples : maximum 3 membranes en un seul point. Les points triples sont confirmés à l'aide d'une pièce de QuickSeam FormFlash (membrane EPDM semi-vulcanisée, colaminée à une bande adhésive). Afin d'augmenter sa résistance, le détail est recouvert d'une pièce de QuickSeam SA Flashing (membrane EPDM entièrement vulcanisée, colaminée à une bande adhésive). Cette pièce complémentaire, dépasse de la pièce inférieure de 75 mm dans toutes les directions. Ceci est destiné à augmenter la résistance mécanique du point triple. La même procédure est utilisée pour la pièce qui recouvre la jonction entre deux bandes de joint.
- Remblayage : le remblayage doit se faire de sorte que les géotextiles et la géomembrane soient lentement comprimés contre la structure en acier afin d'éviter d'endommager le complexe d'étanchéité.
- Dommages : tout dommage causé à la géomembrane doit être réparé immédiatement à l'aide de membrane EPDM entièrement vulcanisée, colaminée à une bande adhésive.

2.2.2 Essais et formation préalables à l'utilisation de la géomembrane EPDM

Avant de proposer la géomembrane EPDM comme solution pour ce projet, un essai de performance a été réalisé (Fig. 3). Un petit tunnel en tôle d'acier ondulée a été recouvert d'un géotextile de protection (300 g/m²), puis d'une couche de géomembrane EPDM. En face supérieure, un géotextile de protection a été installé seulement sur une partie de la structure tandis que l'autre partie restait sans protection supérieure. L'ensemble de la structure a ensuite été remblayé avec de la terre, compactée couche par couche, comme on le ferait sur un chantier réel. L'installation a ensuite été irriguée pendant 24 heures. Aucune fuite n'a été détectée.



Figure 3. Essais préliminaires

Convaincus par les résultats de l'essai de performance, une formation spécifique a été organisée avec le producteur et l'installateur/concepteur pour définir l'ensemble des détails à réaliser (Fig. 4).



Figure 4. Formation spécifique de l'équipe d'installation

2.2.3 Conception du système d'étanchéité par géomembrane EPDM

En raison de la taille importante du tunnel et du phasage du projet, il a été prévu d'installer la géomembrane en deux parties. Une partie inférieure et une partie supérieure reliées entre elles par un joint situé à la base du tunnel (Fig. 6).

La partie inférieure doit être installée en premier. Elle couvre la base de la structure et dépasse horizontalement sur les côtés (4,0 m de chaque côté) afin de créer une base imperméable pour les 2 tuyaux de drainage. 12 panneaux de 9,15 m x 30,5 m seront installés dans le sens de la longueur avec un joint au milieu (Fig. 5).

Pour la partie supérieure, 10 panneaux de 15,25 m x 30,5 m et 1 panneau de 7,62 m x 30,5 m seront installés dans le sens transversal pour faciliter le processus d'installation (Fig. 6).

Au total, 8320 m² de géomembrane EPDM et 965 m de joints sont prévus.

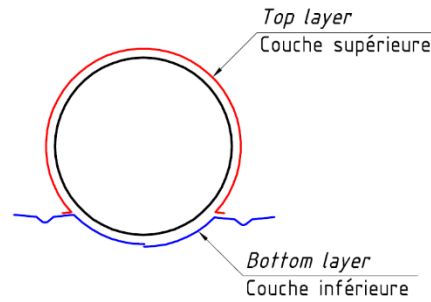


Figure 5. Coupe du plan de calepinage de la géomembrane

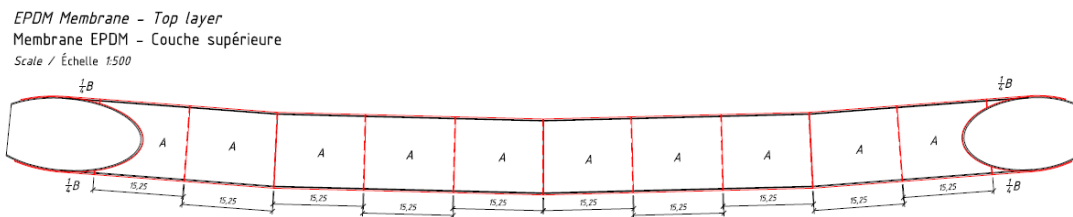


Figure 6. Vue de dessus du plan de calepinage de la partie supérieure

2.2.4 Mastic adhésif en polyuréthane

Le second élément du système d'étanchéité consiste en un mastic adhésif en polyuréthane à plasticité permanente, appliqué le long des chevauchements des plaques d'acier (Fig. 7) et sur les boulons protégés par des bouchons en polyéthylène dont la taille est adaptée à la forme des têtes de boulons et des écrous (Fig. 7).



Figure 7. Chevauchements des plaques d'acier et des bouchons remplis de mastic en polyuréthane

2.3 Tuyaux de drainage

Deux tuyaux de drainage ont été prévus des deux côtés de la structure afin de drainer les eaux d'infiltration (Figs. 8 et 9). 4 m de géomembrane EPDM sont utilisés pour créer une base imperméable avec une pente de 10 % pour un meilleur drainage. Le choix s'est porté sur des tuyaux bicouches en PVC, de 300 mm de diamètre, avec une perforation sur les 220° supérieurs et une rigidité annulaire nominale de 8 kPa minimum. Les tuyaux de drainage seront ensuite recouverts de gravier et d'un géotextile de filtration pour empêcher le colmatage du système de drainage.

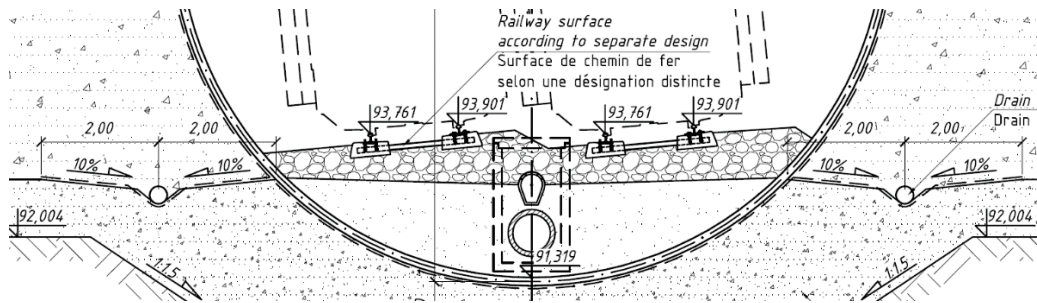


Figure 8. Emplacement des 2 tuyaux de drainage le long des deux côtés du tunnel



Figure 9. Tuyau de drainage le long du tunnel

3 Réalisation du projet

3.1 Installation et remblayage

La construction du tunnel a été réalisée selon les phases suivantes (voir les illustrations de l'installation dans la section 3.3) :

- 1) Construction d'un mur de soutènement en pieux sécants avec tendons d'ancrage précontraints, parallèlement à la tranchée d'excavation.
- 2) Excavation de la tranchée.
- 3) Mise en place et compactage de la fondation en graviers. Couches de 30 cm maximum et compactées à 98 % de l'Optimum Proctor Normal.
- 4) Mise en place d'une couche de 15 cm de sable meuble pour que l'ondulation des plaques d'acier s'y enfonce.
- 5) Mise en place de la partie inférieure de la géomembrane EPDM protégée par un géotextile de protection sur les deux faces.
- 6) En parallèle, préfabrication des segments inférieurs de la structure (assemblage de 8 plaques d'acier par segment).
- 7) Mise en place des segments inférieurs.
- 8) Assemblage continu des plaques de fond avec les plaques latérales et les plaques supérieures préfabriquées (sections de 5 plaques d'acier).
- 9) Assemblage des extrémités en plan incliné
- 10) Serrage des boulons, application du mastic adhésif en polyuréthane dans les chevauchements des plaques en acier et dans les bouchons des boulons.
- 11) Mise en place des tuyaux de drainage.
- 12) Mise en place de la partie supérieure de la géomembrane EPDM et assemblage avec la partie inférieure. Géotextile non tissé de protection placé sur les deux côtés de la géomembrane.
- 13) Remblayage avec vérification de l'indice de compactage. Couches de 30 cm maximum et compactées à 98 % de l'Optimum Proctor Normal.
- 14) Béton des colliers aux extrémités armé et coulé.

15) Installation des aménagements internes de la structure.

Les travaux d'assemblage ont été exécutés par des entreprises turques et algériennes sous la supervision constante d'un technicien polonais expérimenté. Il y a également eu une surveillance de la construction par les autorités compétentes. Le chantier a débuté en décembre 2015 et s'est terminé en mai 2016. Le chantier a été perturbé par des conditions climatiques difficiles qui ont provoqué l'inondation des fouilles à deux reprises. La vitesse du montage des plaques a été plus lente que prévue dans la première phase du chantier, en raison de la formation du personnel et du manque d'équipement. La première moitié de la structure était achevée après 4 mois de travaux, tandis qu'il n'a fallu que 2 mois pour terminer la deuxième moitié. La vitesse moyenne d'assemblage à la fin du processus était d'environ 30 plaques par jour. La mise en place de la géomembrane EPDM a duré 2 semaines avec 8 ouvriers et une grue. Des vents forts ont retardé la mise en place.

3.2 Contrôle des déformations

Des mesures géodésiques ont été réalisées tout au long du processus de remblayage. La déformation de la structure a été comparée au comportement de la structure prévu à l'aide de l'analyse FEM. Les mesures réelles étaient conformes aux estimations.

La figure 10 illustre les résultats des mesures du déplacement vertical du sommet de la structure pour l'une des sections contrôlées. On observe que le pic de déplacement vertical est obtenu au moment où le remblaiement atteint le sommet de la structure. On observe également le point où la structure s'enfonce dans le sable meuble.

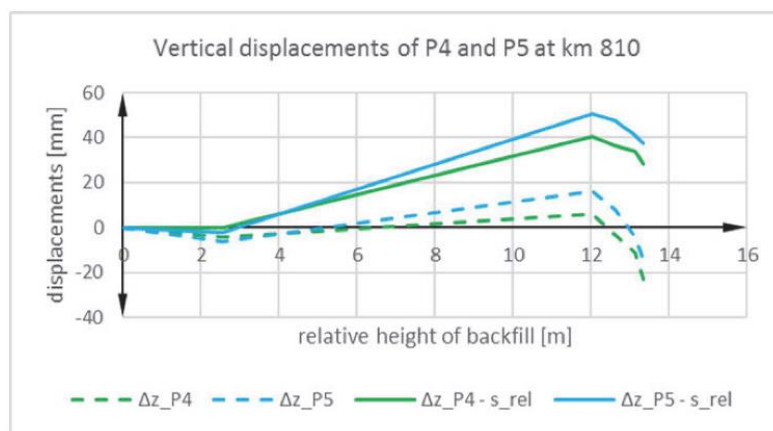


Figure 10. Déplacement vertical du sommet de la structure par rapport à la hauteur de remblaiement (lignes pointillées : tassement de la structure ; lignes continues : déplacements du sommet de la structure par rapport au fond de la structure).

3.3 Photos du chantier

Les figures 11 à 18 illustrent différentes étapes de la mise en œuvre du chantier.



Figure 11. Préparation du support et mise en place des géosynthétiques (partie inférieure)



Figure 12. Assemblage de la structure en acier ondulé par la méthode anneau par anneau

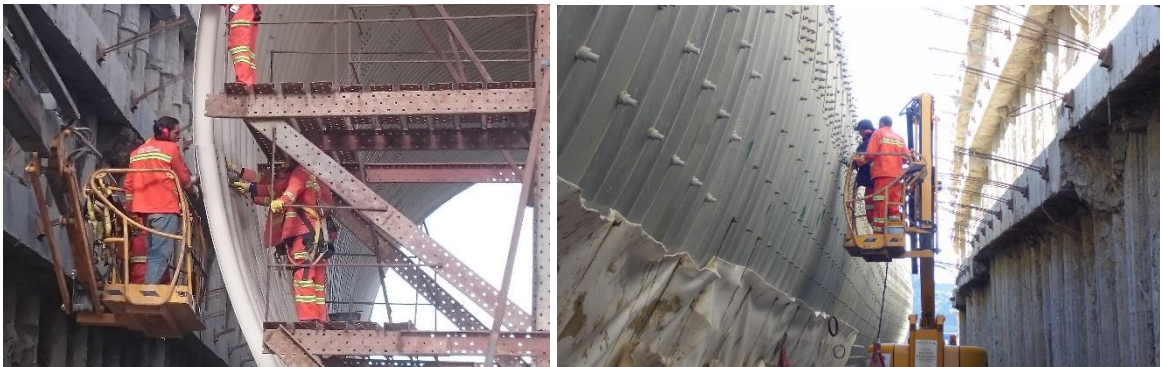


Figure 13. Serrage des boulons. Mur latéral du tunnel en pieux sécants stabilisé par des tendons d'ancrage précontraints



Figure 14. Structure en acier ondulé mise en place



Figure 15. Mise en place de la géomembrane EPDM sur le géotextile de protection (partie sup.)



Figure 16. Mise en place du géotextile de protection sur la géomembrane EPDM (partie sup.)



Figure 17. Différents éléments du chantier



Figure 18. Tunnel en service

4 Conclusions

La construction de la structure circulaire SuperCor du tunnel SH16 de la ligne de chemin de fer Birtouta – Sidi Abdallah –Zeralda peut être considérée comme une grande réussite. Il s'agit de l'un des plus grands tunnels en plaques de tôle d'acier ondulée au monde. L'utilisation d'une géomembrane EPDM

comme barrière d'étanchéité, s'est avérée être une solution très efficace grâce à sa flexibilité, son élasticité, sa rapidité d'installation et sa polyvalence.

Les entreprises impliquées ont acquis une grande expérience tant dans la conception que dans l'installation des structures en acier ondulé et des géomembranes EPDM, dans des conditions très différentes de celles rencontrées en Europe.

L'exploitation de la structure a débuté en septembre 2016. Cette nouvelle ligne de chemin de fer permet de décongestionner les banlieues à l'Ouest d'Alger et facilite l'accès au marché du travail d'Alger pour les populations des villes desservies.

5 Références bibliographiques

- Czerepak A., Zouhar J. (2012). Deformation control during assembly and backfilling of a corrugated steel structure, Ostrava, Czech Republic Archives of Institute of Civil Engineering No 12/2012 pp. 85-93.
- Kunecki B. (2014). Field test and three-dimensional numerical analysis of soil-steel tunnel during backfilling. Soil mechanics. Transportation Research Board of National Academies, Washington D.C. No 2462 pp. 55-60.
- Machelski C. (2009). Estimation of internal forces in the shell of soil-steel structures on the basis of its displacements during backfilling. *Studia Geotechnica et Mechanica*. 1 pp. 19-38
- Machelski C., Michalski J.B., Janusz L. (2009). Deformation factors of buried corrugated structures. *Journal of the Transportation Research Board. Solid Mechanics*. Transportation Research Board of National Academies, Washington D.C. pp. 70-75
- Noval A. M., Blanco M., Farcas F., Aguiar E., Castillo F., Touze-Foltz N. (2014) Long-term performance of EPDM geomembrane in El Boqueron reservoir. *Geosynthetics International*, 2014, 21, No. 6 pp. 387-398
- Tomala P., Stachowicz Ł. (2017). Good practice in construction of flexible soil-steel structures. Well done installations of buried bridges. *Archives of institute of civil engineering* 23 p 269-278.
- Wadi A., Pettersson L., Karomi R. (2015). Flexible culverts in doping terrain: numerical solution of soil-steel loading effects. *Engineering Structures*, vol 101 pp. 111-124.

ÉTUDE DU RENFORCEMENT GÉOSYNTHÉTIQUE DE PLATEFORMES GRANULAIRES REPOSANT SUR DES SOLS PEU PORTEURS

STUDY OF GRANULAR PLATFORM REINFORCED WITH GEOSYNTHETICS AND PLACED ON SOFT SUBGRADE

Nicole KHOUIERY^{1,2}, Laurent BRIANÇON¹, Ali DAOUADJI¹, Mathilde RIOT²

1 Univ Lyon, INSA-Lyon, GEOMAS, F-69621, France,

2 AFITEXINOV, Saint-Didier-de-la-Tour, France

RÉSUMÉ – Un dispositif expérimental a été conçu et développé pour tester les plateformes routières non revêtues renforcées à échelle réelle au laboratoire. Un soin particulier a été apporté pour définir un protocole expérimental permettant de disposer d'un même état initial du sol peu porteur à chaque essai. Les plateformes ont été testées par des sollicitations cycliques verticales et des sollicitations de circulation appliquées par un simulateur spécialement développé pour cette application. Les premiers essais réalisés ont permis de valider l'efficacité des géosynthétiques testés, d'évaluer l'influence du type de sollicitations sur l'endommagement de la plateforme et de mieux comprendre les mécanismes mis en jeu.

Mots-clés : Géosynthétiques, plateforme granulaire, sol peu porteur, routes non revêtues, essai à échelle réelle

ABSTRACT – An experimental device was designed and developed to study the unpaved roads reinforced in a real-scale laboratory test. A special attention was given to the soil preparation and installation protocol in order to have the same initial state before each test especially for the soft subgrade. The prepared platforms were tested under vertical plate load and traffic load applied using a special simulator developed for this application. The first performed tests allowed proving the efficiency of the tested geosynthetics, evaluating the influence of the solicitation types on the platform damage and providing more knowledge on the developed mechanisms.

Keywords: Geosynthetics, granular platform, soft subgrade, unpaved roads, real-scale test.

1. Introduction

Les routes non revêtues sont composées d'une couche de base sur laquelle repose une couche de matériau granulaire. Ce type de route constitue une partie importante du réseau routier en Europe et dans le monde entier. Avec l'expansion de ce réseau, la construction de routes sur des sols de faible portance est de plus en plus rencontrée. Une solution traditionnelle consistait à remplacer le sol de faible portance par des couches épaisses de granulats. Une variante à cette solution, peu économique, est le renforcement de la plateforme par géosynthétiques. Plus que 50 ans de retour d'expériences de cette application a montré l'efficacité du renforcement par géosynthétiques dans la réduction de l'épaisseur de la plateforme granulaire, la réduction de la formation d'orniérage et l'augmentation de la durée de vie de la plateforme.

Les géotextiles ont été les premiers produits utilisés dans cette application dans les années 1970. Après le développement des géogrilles par Mercer en 1970, ces produits ont été introduits dans cette application en 1980.

Le dimensionnement de ces ouvrages et la compréhension des mécanismes développés se présentent comme une approche complexe, vu l'hétérogénéité de l'ouvrage et l'évolution des propriétés des matériaux sous le chargement cyclique. La présence du renforcement par géosynthétique dans la plateforme granulaire ajoute de la complexité à l'approche. En effet la variété des produits utilisés et les paramètres influençant les mécanismes mis en jeu ont fait de ce sujet une thématique de recherche active jusqu'à ce jour.

Dans le cadre du projet de recherche Labcom-PITAGOR (2015 – 2018), ce sujet a été abordé sous une approche expérimentale avec le développement d'un protocole et d'un dispositif expérimental à échelle 1. Les résultats expérimentaux ont permis d'apporter des éléments de compréhension

concernant les mécanismes développés et de comparer l'efficacité de différents produits utilisés. La présente communication détaille le dispositif expérimental et le protocole mis en œuvre ainsi que les résultats des premiers essais.

2. Synthèse bibliographique

La présence du renforcement par géosynthétique dans la plateforme granulaire reposant sur un sol de faible portance contribue à l'augmentation de la capacité portante de la plateforme routière et à la réduction de l'orniérage. Le renforcement est généralement placé entre la plateforme granulaire et le sol de faible portance. Trois mécanismes sont mis en jeu dans la plateforme en présence du renforcement :

- (1) la séparation entre le sol de faible portance et la plateforme granulaire, qui empêche l'infiltration des particules fines dans la plateforme granulaire et la perte des granulats dans le sol de faible portance. Généralement, c'est le géotextile qui amène cette fonction, mais Giroud (2009) a mentionné la possibilité qu'une géogrille, ayant la bonne dimension d'ouverture, puisse contribuer à la séparation.
- (2) le confinement de la plateforme granulaire, qui est dû au blocage du mouvement latéral des granulats. Ce blocage est assuré soit par le frottement entre la grave et le géosynthétique, soit par l'enchevêtrement des particules de grave dans les ouvertures de la géogrille. Le confinement augmente la rigidité de plateforme granulaire et par conséquent permet une diffusion de la contrainte plus large sur le sol de faible portance.
- (3) l'effet membrane, qui reprend la charge de circulation verticale par la mise en tension développée dans le renforcement.

Le GTR (2000) propose une réduction de 10 cm de la PST dans certains cas si un géosynthétique de renforcement est utilisé. Cette recommandation est néanmoins générale et même si elle s'applique pour certaines classes de sol et pour certaines plages de valeurs de module de déformation des plateformes, elle ne tient pas compte du type de géosynthétique et de ses caractéristiques.

Dans les premières études effectuées sur cette application, l'effet membrane a été considéré comme le mécanisme prédominant (Giroud et Noiray, 1981). Des études récentes sur des nouveaux produits ont montré l'importance du mécanisme de confinement (Giroud, 2009 ; Giroud et Han, 2004 ; Cook et al., 2016).

Ces différents mécanismes ont été traduits par des méthodes analytiques de dimensionnement. La méthode la plus récente (Giroud et Han, 2004) suppose que le principal mécanisme du transfert de charge est dû au blocage du mouvement latéral des agrégats par enchevêtrement dans la géogrille. Cette méthode a été spécifiquement développée pour le dimensionnement de nouvelles géogrilles assurant ce rôle de confinement. Cette méthode a été validée et calibrée en se basant sur des résultats d'essais au laboratoire et des résultats sur site. Ces travaux de calibrage sont toujours limités à des produits spéciaux et des conditions données du site.

La prédominance d'un mécanisme et le comportement du renforcement dépendent de plusieurs facteurs tels que la rigidité de ses bandes, celle de ses nœuds, l'adéquation entre les ouvertures du produit et les dimensions des agrégats, la forme des ouvertures ou encore la position du géosynthétique dans la plateforme. Ceci peut dépendre aussi de la rigidité et de l'épaisseur de la plateforme granulaire et des propriétés du sol de faible portance.

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont étudié l'influence de ces facteurs sur le comportement du renforcement et son efficacité. Qian et al. (2011, 2013) ont comparé l'effet de la forme des ouvertures des géogrilles en se basant sur des essais sur plaque au laboratoire ; ils ont conclu que la forme triangulaire présente la meilleure amélioration. C'est important de noter que les auteurs de ces études ont comparé des produits du même type de fabrication. Dong et al. (2011) a démontré numériquement que les ouvertures triangulaires permettent une meilleure répartition de tension dans les bandes de la géogrille.

La rigidité des bandes de la géogrille est aussi un facteur qui influence significativement l'efficacité du produit. Plusieurs auteurs ont démontré que l'efficacité du produit augmentait avec sa rigidité (Brown et al., 2007 ; Hufenus et al., 2006 ; Sun et al., 2015). Giroud (2009) a noté qu'un produit trop rigide peut perturber le compactage de la plateforme granulaire

La position optimale du renforcement dans le cas d'une plateforme granulaire peu épaisse est l'interface entre le sol de faible portance et la plateforme granulaire (Walters et al., 2002). Dans le cas d'une plateforme épaisse, Perkins et al. (1999) a conclu, en se basant sur des essais in situ, que la position optimale du renforcement est localisée entre 0,25 et 0,35 m sous la surface.

La rigidité au nœud de la géogrille est aussi un paramètre qui influence le comportement du renforcement. C'est une notion qui a été introduite récemment dans les méthodes de dimensionnement analytique (Giroud et Han, 2004).

La complexité des mécanismes développés et la diversité des produits de renforcement nécessitent encore d'étudier ces plateformes renforcées pour mieux appréhender leur comportement, développer des géosynthétiques adaptés et proposer des méthodes de dimensionnement.

Dans le cadre de ce travail, un protocole expérimental au laboratoire a été développé pour tester le comportement des différents géosynthétiques dans le renforcement de ces plateformes. Un simulateur de circulation a été spécialement conçu à l'INSA de Lyon pour tester ces ouvrages. Dans cet article, le protocole expérimental est détaillé et les résultats des essais sont présentés. L'instrumentation et les mesures effectuées ont permis de comparer et d'illustrer la différence de comportement entre les géosynthétiques utilisés.

3. Protocole expérimental

Un protocole expérimental visant à tester des plateformes renforcées et non renforcées a été conçu. Il consiste à simuler au laboratoire une plateforme de 5 m de long et 1,8 m de large, constituée de 60 cm de sol de faible portance et d'une plateforme granulaire d'une épaisseur variant de 20 à 35 cm. Sur 2 m de long, la plateforme est soumise à une sollicitation cyclique de circulation simulée par une machine développée spécialement pour cette application (le Simulateur Accélérateur de Trafic). Sur la longueur restante, la plateforme est soumise à une sollicitation cyclique verticale sur plaque. La même plateforme a été soumise à ces deux sollicitations différentes pour pouvoir comparer et observer l'effet de la sollicitation sur le comportement de la plateforme et du renforcement.

1.1. Modélisation physique de la sollicitation

1.1.1. Sollicitation cyclique verticale sur plaque

Cette sollicitation est appliquée sur les premiers deux mètres de la longueur de la plateforme. Elle est appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique (Figure 1). La plaque utilisée est une plaque rigide avec une forme spéciale identique à la forme et dimensions de l'empreinte de la roue du simulateur de trafic sur la plateforme. La charge cyclique appliquée est de 0,77 Hz avec une amplitude maximale de 28 kN, ce qui donne une contrainte de 650 kPa en surface.



Figure 1. Illustration des essais sur plaque

1.1.2. Sollicitation cyclique de circulation

Le Simulateur Accélérateur de Trafic (SAT) a été conçu spécialement dans le cadre de ce projet pour tester les plateformes non revêtues avec une déformation importante en surface. En effet avec le système de chargement sous le poids propre de la machine et le parallélogramme déformable, la charge

est appliquée à la même amplitude même après une déformation importante en surface de la plateforme (Figure 2). Les vérins pneumatiques permettent de simuler des charges de circulation mono ou bidirectionnelles à des vitesses pouvant atteindre 8 km/h. la charge est appliquée sur une longueur nette de 2 m sans les zones d'accélération et de décélération. La charge appliquée est de 28 kN donnant une contrainte de 650 kPa (Tableau 1).

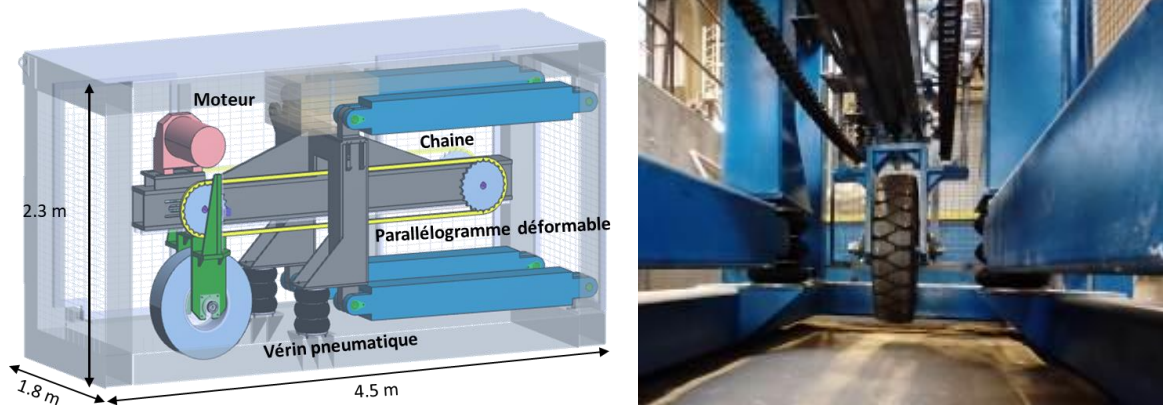


Figure 2. Illustration du Simulateur Accélérateur de Trafic (SAT)

Tableau 1. Paramètres du SAT

Paramètre	
Uni / bidirectionnelle	Bidirectionnelle
Charge	28 kN / 650 kPa
Roue	L = 210 mm, D = 821 mm
Vitesse	4 km/h
Déplacement vertical Max	> 100 mm

1.2. Constitution de la plateforme testée

1.2.1. Le sol de faible portance

Le sol de faible portance est un sol artificiel formé de 20 % d'argile kaolinite mélangée à 80 % de sable fin d'Hostun. Selon la norme FHWA (2008) un renforcement par géosynthétiques est recommandé si le CBR du sol de faible portance est < 3%.

Plusieurs essais Proctor et CBR ont été effectués pour déterminer la teneur en eau sous laquelle il faut compacter le sol pour atteindre un CBR de 2%. Ces essais ont montré que le mélange compacté à une teneur en eau de 11,5% permet d'atteindre ce critère.

1.2.2. La plateforme granulaire

La grave utilisée dans ces essais est une grave non traitée GNT0/31.5. Les essais Proctor et CBR ont montré que l'optimum Proctor est atteint pour une teneur en eau de 4% avec un CBR entre 10 et 16 %.

1.2.3. Le choix des géosynthétiques

Un géotextile fin a été placé à l'interface entre le sol de faible portance et la plateforme granulaire pour empêcher la pollution de ces deux sols, notamment lors du démontage de la plateforme. La géogrille est aussi placée à l'interface entre le sol de faible portance et la plateforme granulaire. Deux types de géogrille ont été testés dans cette campagne d'essais (Figure 3) :

- GSY 2, une géogrille tricotée en PVA (Polyvinyle d'Alcool) caractérisée par une rigidité bidirectionnelle élevée de 2 500 kN/m, une ouverture carrée de 40 mm et une résistance maximale à la traction de 200 kN/m. Ce type de géogrille ne présente pas de rigidité aux nœuds, par contre la rigidité de ces bandes à la traction est importante.
- GSY 3, une géogrille extrudée en PP (polypropylène) caractérisée par une stabilité des nœuds de 6,1 kg-cm. La rigidité des bandes est exprimée en rigidité radiale de 360 kN/m. les ouvertures ont une forme triangulaire de 40 mm le côté.

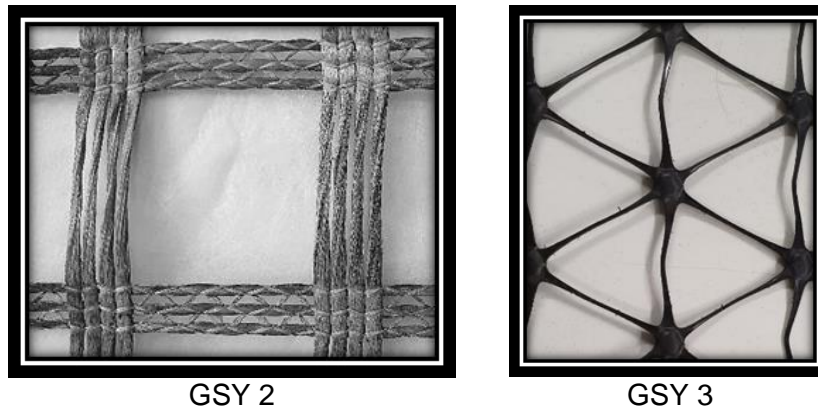


Figure 3. Illustration des géosynthétiques testés

1.3. Protocole de mise en place, de compactage et de contrôle

Une attention particulière a été apportée à la mise en place et au compactage du sol peu porteur et de la plateforme. En effet, pour pouvoir comparer le comportement des différents renforcements, un état initial identique est exigé. Une plaque vibrante a été utilisée pour compacter les différentes couches de sol, et une mini pelle pour retirer le sol après chaque essai, le malaxer et le remettre en place pour l'essai suivant.

Plusieurs protocoles de mise en place et de compactage ont été testés pour proposer celui qui permet d'obtenir une homogénéité en surface et en profondeur avec les propriétés mécaniques imposées (CBR du sol de faible portance de 2%).

Des essais de contrôle de qualité ont permis de mesurer les propriétés mécaniques des sols mis en place :

- profil vertical de la teneur en eau,
- essais scissométriques,
- essais au pénétromètre statique dont les résultats ont été corrélés au CBR,
- essais au pénétromètre dynamique dont les résultats ont été corrélés au CBR.

Les nappes géosynthétiques ont été mises en place sur le sol peu porteur et insérées entre les planches qui forment les parois du banc d'essais. Les mesures par fibres optiques (Figure 8) ont confirmé que les nappes n'étaient pas sollicitées sur les bords du banc d'essai.

Les résultats de ces essais ont montré que les plateformes ont toujours été testées avec le même état initial. Pour tester la répétabilité de ce protocole une série d'essais a été effectuée sous le chargement cyclique sur plaque seulement (Khoueiry, 2020 ; Khoueiry et al., 2021).

1.4. Instrumentation

Deux zones ont été instrumentées (Figure 4), sous le chargement cyclique sur plaque et sous le chargement de circulation.

Différents types de capteurs ont été utilisés :

- capteurs de pression totale,
- capteurs de tassement qui mesurent la variation de la pression d'eau. Ces capteurs sont connectés en série à un réservoir d'eau servant de référence.
- inclinomètres,
- capteurs laser de déplacement,
- fibres optiques par réflectométrie Rayleigh OFDR (Optical Frequency Domain Reflectometry) permettant une résolution spatiale millimétrique et une mesure très fine de la déformation.

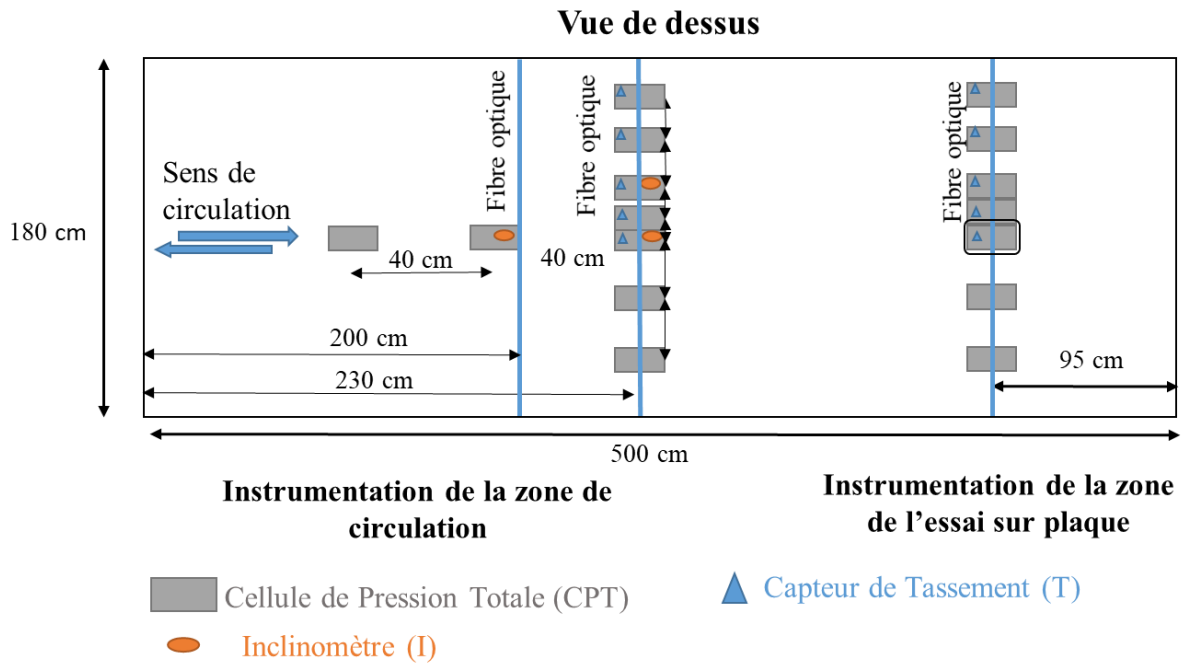


Figure 4. Plan d'instrumentation

4. Résultats des essais

Les résultats de trois essais sont présentés dans cette partie sous forme de tassements en surface de la plateforme mesurés par le capteur laser, tassements en surface du sol de faible portance mesurés par le capteur de tassement et déformations des géosynthétiques mesurées à l'aide des fibres optiques introduites dans le renforcement. Les mesures sont faites après un certain nombre de cycles sous l'application monotone de la charge.

4.1. Les essais effectués

Trois essais sont présentés (Tableau 2) : un essai non renforcé, deux essais renforcés respectivement par le GSY 2 et le GSY 3 placés à l'interface plateforme granulaire / sol peu porteur.

Tableau 2. Les essais

Numéro des Essais	Épaisseur de la plateforme (mm)	Renforcement	Position du GSY
Essai 1	220	Non Renforcé	--
Essai 2	220	GSY 2	Interface
Essai 3	220	GSY 3	Interface

4.2. Tassement

La figure 5 illustre l'évolution du tassement au centre de la surface de la plateforme granulaire sous la plaque et sous le centre de la roue sur les deux différentes zones de chargement. Concernant les essais de chargement cyclique sous plaque (Figure 5a), on observe une bonne efficacité des deux géosynthétiques à réduire le tassement en surface. En effet la plateforme non renforcée présente le tassement le plus important (110 mm après 10 000 cycles) alors que ce tassement est réduit d'environ 30 % pour les deux géogrilles.

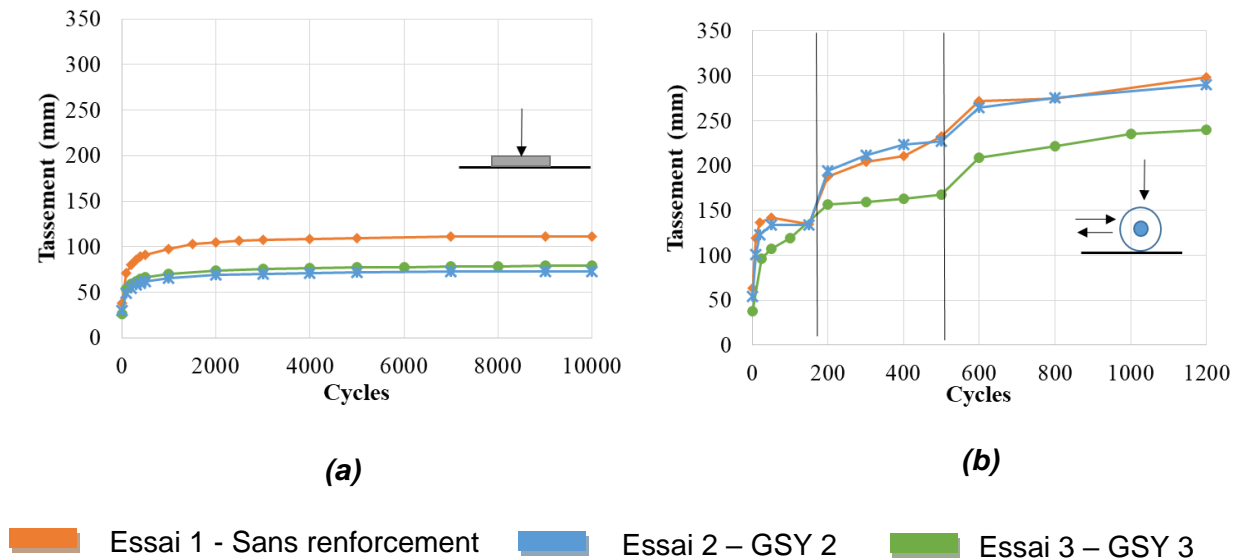


Figure 5. Évolution du tassement au centre de la surface de la plateforme granulaire, (a) sous le chargement sur plaque, (b) sous le chargement de circulation

Sous le chargement cyclique de circulation (Figure 5b), un tassement important apparaît en surface dès les premiers cycles et la limite en déplacement de la machine (120 mm) est atteinte après 150 cycles. Pour poursuivre l'essai, l'orniérage en surface a été remblayé deux fois (à 150 cycles et 500 cycles) et la limite de l'appareil est à nouveau atteinte après 1 200 cycles. Ceci montre que le chargement de circulation est plus endommageant que le chargement cyclique vertical sur une plaque. On observe que ce tassement excessif observé en surface sous le chargement de circulation est essentiellement lié au refoulement des agrégats en surface.

Pour mieux interpréter ces résultats, la figure 6 présente l'évolution du tassement en surface du sol de faible portance. En comparant ce tassement pour les deux types de sollicitation, on observe que la circulation apporte un tassement plus important au niveau du sol de faible portance notamment lorsque la plateforme n'est pas renforcée. En éliminant les incertitudes liées à la déformation de la plateforme granulaire, on remarque que, sous la sollicitation de circulation, les deux types de renforcement réduisent le développement de tassement sur la surface du sol de faible portance d'environ 40 %.

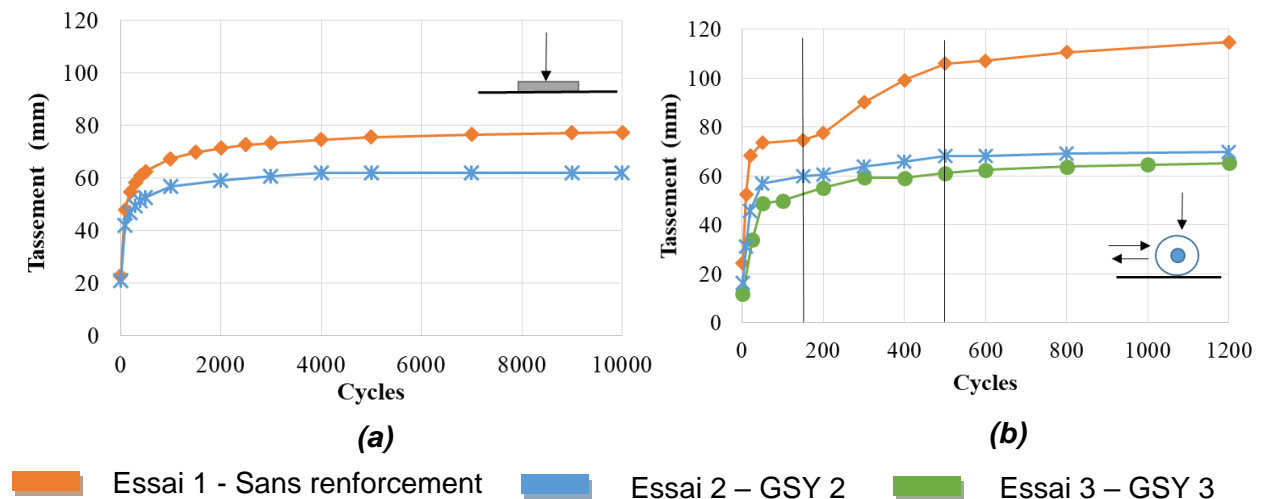


Figure 6. Évolution du tassement au centre de la surface du sol de faible portance, (a) sous le chargement sur plaque, (b) sous le chargement de circulation

4.3. Déformation de la géo grille

Des fibres optiques ont été introduites dans le renforcement pour suivre sa déformation lors de la mise en place et durant le chargement.

4.3.1. Déformation de la géogrille lors de la mise en place

Les mesures de déformation montrent que la géogrille tricotée GSY 2 est moins sollicitée lors de la mise en place que la géogrille extrudée GSY 3 (Figure 7). En effet, le GSY 2 se déforme de 3000 $\mu\epsilon$ tandis que le GSY 3 se déforme d'environ 4500 $\mu\epsilon$. Ceci est probablement lié à la géométrie et la structure des deux types de renforcement. En effet, la rigidité des nœuds du GSY 3 contribue au fait qu'il est plus sollicité lors de la mise en place et du compactage du gravier par imbrication des granulats dans les mailles du géosynthétique.

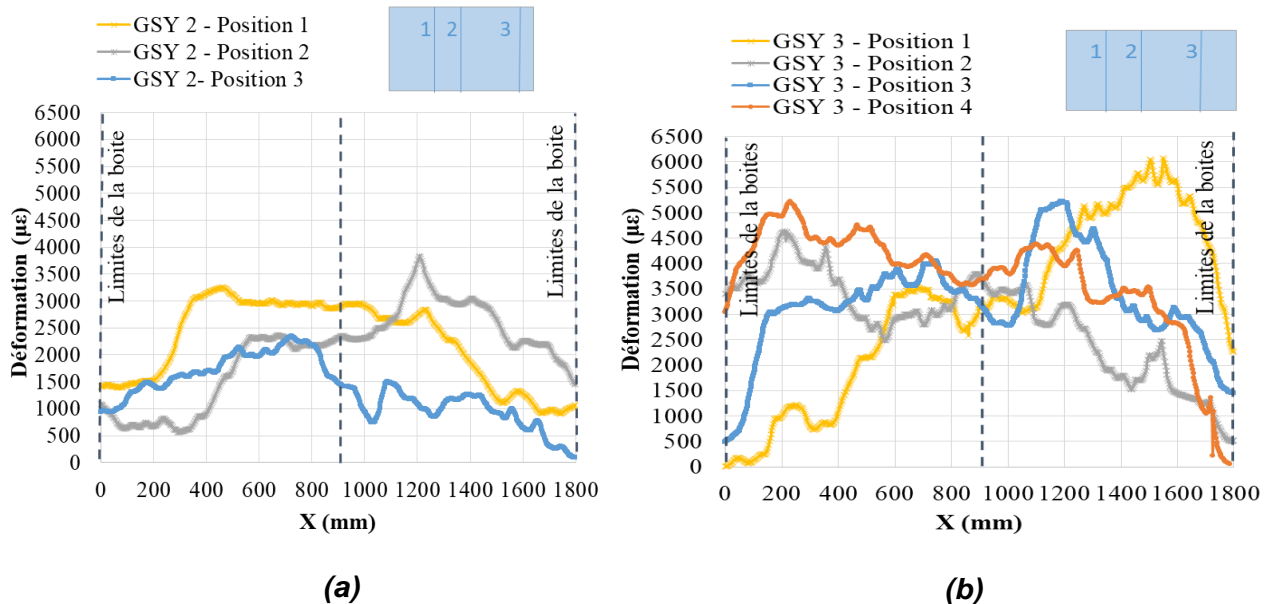


Figure 7. Déformation de la géogrille lors de la mise en place, (a) GSY 2, (b) GSY 3

4.3.2. Déformation de la géogrille sous le premier chargement

La figure 8 illustre la déformation des géogrilles sous le premier chargement et après le premier déchargement sous les deux différents types de sollicitation. En comparant les déformations, on observe que, sous les deux types de sollicitations, le GSY 3 est plus sollicité sous le premier chargement que le GSY 2. En effet, sous le premier chargement le GSY 3 présente une déformation maximale de 13 000 $\mu\epsilon$ tandis que le GSY 2 présente une déformation maximale de 7000 $\mu\epsilon$. On peut aussi noter une déformation résiduelle qui se développe dans la géogrille représentant entre de 60 à 70 % de la déformation totale sous le chargement.

Pour mieux interpréter ces résultats, la figure 9 présente la déformation des géosynthétiques en fonction du tassement en surface. On remarque que, pour le même tassement en surface, le GSY 3 se déforme plus que le GSY 2, ce qui s'explique par la nature des mécanismes mis en jeu : la géogrille extrudée (GSY 3) est sollicitée latéralement et bloque le déplacement des agrégats, alors que la géogrille tricotée (GSY 2) est seulement sollicitée par effet membrane. Enfin, la figure 9 montre qu'avec l'évolution du tassement en surface l'écart entre la déformation du GSY 2 et du GSY 3 augmente laissant présager une meilleure efficacité du GSY 3 pour un grand nombre de cycle.

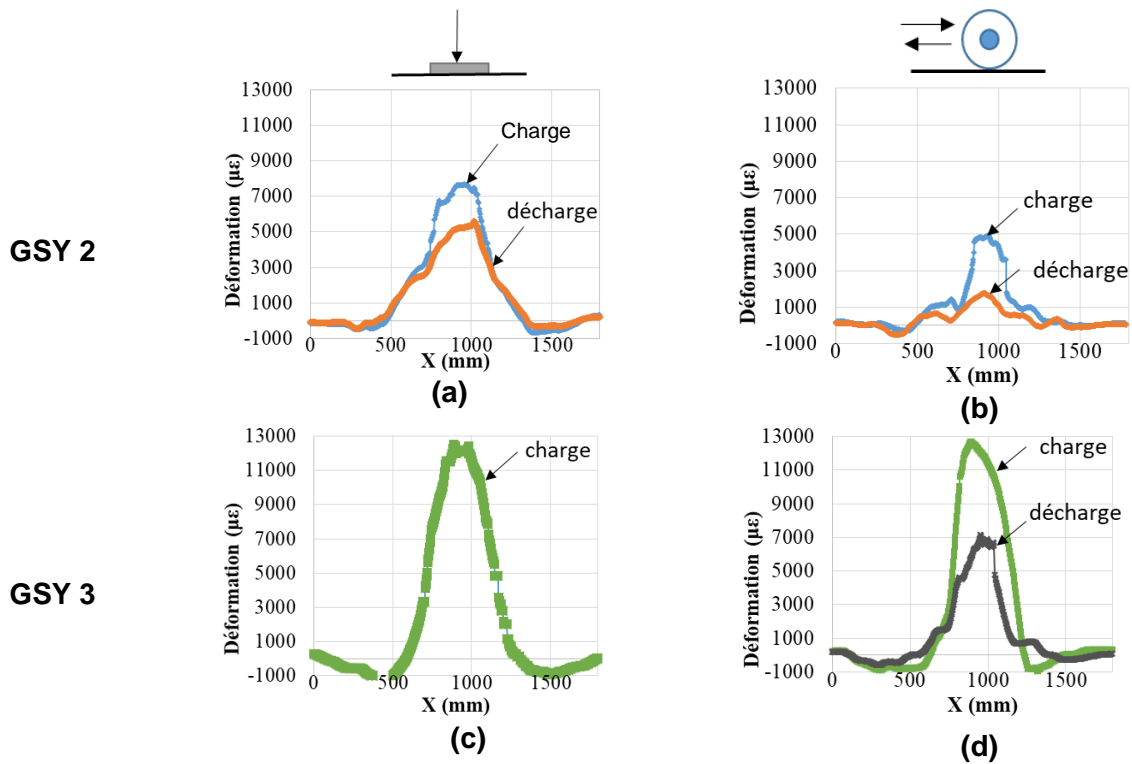


Figure 8. Déformation de la géogrille sous le premier chargement, (a) GSY 2 sous le chargement sur plaque, (b) GSY 2 sous le chargement de circulation, (c) GSY 3 sous le chargement sur plaque, (d) GSY 3 sous le chargement de circulation

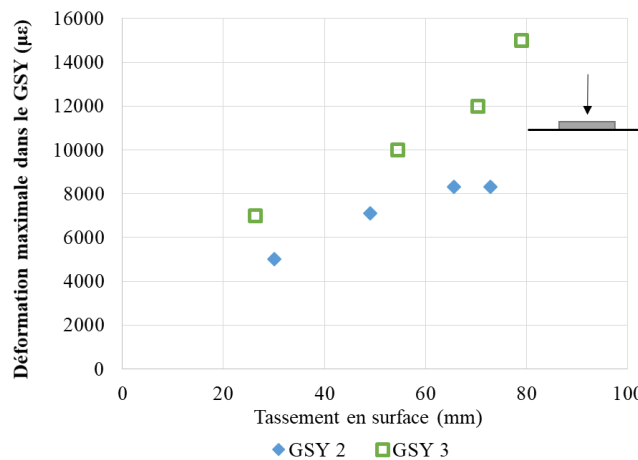


Figure 9. Variation de la déformation plastique maximale du GSY en fonction de l'évolution du tassement en surface de la plateforme granulaire

5. Conclusions

Les travaux présentés dans cet article sont une partie des travaux réalisés dans le cadre de la thèse de Khoueiry (2020). Les essais ont permis de voir l'effet du type de chargement, de distinguer l'efficacité des deux géogrilles utilisées dans ces essais et de mettre en évidence les différents mécanismes développés à l'interface du renforcement en fonction du type de celui-ci :

- Les résultats de ces essais ont montré que le chargement cyclique de circulation est plus endommageant que le chargement cyclique sur plaque et particulièrement pour la déformation de la plateforme granulaire. Il faut noter que cette conclusion reste limitée aux conditions de compactage de la plateforme granulaire au laboratoire et que ceci peut changer sous les conditions de compactage sur site.

- Les deux types de géogrid utilisés dans ces essais (la géogrid tricotée GSY 2 et la géogrid extrudée GSY 3) montrent la même efficacité dans la réduction du tassement (30 % chargement sur plaque et 40% chargement de circulation)
- La géogrid extrudée se déforme plus lors de la mise en place du gravier et sous le premier chargement. Ceci est probablement lié à sa géométrie spéciale et à la rigidité de ses nœuds qui favorise le blocage du mouvement latéral des agrégats.

6. Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre du LabCom PITAGOR. Les auteurs remercient l'Agence Nationale de la Recherche pour son aide financière et le pôle de compétitivité Techtera pour son soutien.

7. Références bibliographiques

- Brown S. F., Kwan J., Thom N. H. (2007). Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast. *Geotextiles and Geomembranes* 25(6), 326-335.
- Cook J., Dobie M., Blackman D. (2016). The development of APT methodology in the application and derivation of geosynthetic benefits in roadway design. In *The Roles of Accelerated Pavement Testing in Pavement Sustainability*, Springer, Cham, 257-275.
- Dong Y. L., Han J., Bai X. H. (2010). Bearing capacities of geogrid-reinforced sand bases under static loading. In *Ground Improvement and Geosynthetics*, 275-281.
- FHWA, Federal Highway Administration (2008). Geosynthetic design and construction guidelines reference manual. FHWA NHI-07-092, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Giroud J. P., Noiray L. (1981). Geotextile-reinforced unpaved road design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 107.
- Giroud J. P., Han J. (2004). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. II. Calibration and applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), 787 - 797.
- Giroud J. P. (2009). An assessment of the use of geogrids in unpaved roads and unpaved areas. In jubilee symposium on polymer geogrid reinforcement. Identifying the direction of future research, London, 8th September.
- GTR (2000). Réalisation des remblais et couches de forme – Fascicule 1 : Principes généraux. Guide technique du CEREMA, 102 p.
- Khoueiry N., Briançon L., Riot M., Daouadji A. (2021). Full-scale laboratory tests of geosynthetic reinforced unpaved roads on a soft subgrade. *Geosynthetics International*, 28(4), 435-449.
- Hufenus R., Rueegger R., Banjac R., Mayor P., Springman S. M., Brönnimann R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(1), 21-37.
- Khoueiry N. (2020). Study of granular platforms behaviour over soft subgrade reinforced by geosynthetics: experimental and numerical approaches. Thesis of University Lyon 1
- Perkins S. W. (2000). Constitutive modeling of geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, 18(5), 273-292.
- Qian Y., Han J., Pokharel S. K., Parsons R. L. (2011). Stress analysis on triangular-aperture geogrid-reinforced bases over weak subgrade under cyclic loading: An experimental study. *Transportation research record*, 2204(1), 83-91.
- Qian Y., Han J., Pokharel S. K., Parsons R. L. (2013). Performance of triangular aperture geogrid-reinforced base courses over weak subgrade under cyclic loading. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(8), 1013-1021.
- Sun X., Han J., Kwon J., Parsons R. L., Wayne M. H. (2015). Radial stresses and resilient deformations of geogrid-stabilized unpaved roads under cyclic plate loading tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(5), 440-449.
- Walters D. L., Allen T. M., Bathurst R. J. (2002). Conversion of geosynthetic strain to load using reinforcement stiffness. *Geosynthetics International*, 9(5-6), 483-523.

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'ESSAIS D'EXTRACTION DE GÉOGRILLES

NUMERICAL MODELLING OF GEOGRID PULLOUT TESTS

Marcus GUADAGNIN MORAVIA^{1,2}, Pascal VILLARD², Delma DE MATTOS VIDAL¹

1 *Inst. Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, Brésil*

2 *Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble, France*

RÉSUMÉ – Ce travail est basé sur un modèle numérique de géogridde impliquant des éléments discrets déformables. Cette approche permet au modèle de prendre en compte le caractère continu des nervures de la géogridde et d'éviter certains problèmes numériques tels que la rugosité numérique de la surface des géogrilles, comme c'est le cas lorsque la grille est discrétisée par un ensemble de sphères. Les études proposées impliquent des comparaisons entre des simulations de l'essai d'extraction de géogrilles confinées dans un milieu granulaire constitué de particules sphériques ou non sphériques. Le modèle numérique a démontré toute son aptitude pour étudier le problème traité et les résultats obtenus sont cohérents avec le comportement attendu du renfort géosynthétique.

Mots-clés : Géogridde, Méthode des Éléments Discrets, Renforcement des sols, Essai d'extraction.

ABSTRACT – This work uses a geogrid model that comprises deformable discrete elements. This approach allows the model to take into account the continuous nature of the geogrid ribs and avoids numerical problems, such as artificial numerical roughness on the surface of the geogrids, as is the case of the grid modelled by a set of clumped spheres. The studies comprise comparisons between pull-out test simulations of geogrids embedded in samples of granular material consisting of spherical and non-spherical particles. The results obtained are consistent with the expected behaviour of the geosynthetic reinforcement, and the numerical model demonstrated all its ability to study the problem treated.

Keywords: Geogrids, Discrete Element Method, Reinforcement soil layers, Geogrid pull-out test.

1. Introduction

L'utilisation de géogrilles pour renforcer les couches de sol granulaires est une technique largement utilisée dans les ouvrages géotechniques en raison des avantages économique et environnemental qu'elle représente. Bien que la littérature rende compte de nombreuses études dédiées au comportement des structures renforcées par des géogrilles, la connaissance des mécanismes d'interaction reste incomplète. En particulier ceux liés aux micro-mécanismes, qui sont pourtant cruciaux pour optimiser le dimensionnement. Le comportement complexe de ces structures dépend, entre autres aspects, des mécanismes d'interaction entre les particules du matériau granulaire et les nervures longitudinales et transversales de la géogridde (par exemple, le frottement, le roulement des grains et l'imbrication entre les particules de sol et les mailles du renfort). L'étude expérimentale de ces mécanismes est difficile compte tenu du manque de dispositifs expérimentaux capables d'évaluer le comportement localisé entre les particules du matériau granulaire et les éléments constitutifs de la géogridde. D'autre part, l'approche numérique représente une option robuste, adaptable et économique pour l'étude et le développement de ce type de problème. De par leur facilité d'utilisation et malgré certains inconvénients inhérents à leur formulation (nombre de paramètres, modélisation complexe du comportement d'interface), certains modèles continus, tels que les modèles avancés d'état critique basés sur la théorie des milieux continus de Cosserat, sont parfois utilisés pour modéliser les tests d'extraction de géogrilles. En comparaison avec ces approches, la Méthode des Éléments Discrets – MED (Cundall et Strack, 1979) permet de modéliser le comportement complexe du sol et son interaction avec les éléments structuraux, en utilisant un nombre relativement restreint de paramètres. La nature granulaire du matériau a un impact décisif sur les mécanismes d'interaction avec le renfort géosynthétique et, par conséquent, sur le comportement mécanique des couches de sol renforcées par géogridde. Un modèle MED permet de considérer les contacts entre particules et, ainsi, de représenter numériquement cette nature caractéristique du sol.

Afin de contribuer à la compréhension de l'interaction entre le sol et la géogridde, une étude paramétrique d'essais d'extraction de géogrilles a été menée grâce à un modèle MED tridimensionnel.

L'un des objectifs de ce travail est de comparer les simulations numériques pour lesquelles on a fait varier la taille et la géométrie des particules (particules sphériques et non sphériques). La méthodologie comprend la préparation des échantillons numériques en utilisant la procédure *Radius Expansion - Friction Decrease* – REFD (Chareyre et Villard, 2002 ; Salot et al., 2009) pour obtenir des ensembles granulaires denses et permettre la mise en place de la géogrille (à mi-hauteur de l'échantillon). Les tests d'extraction ont été menés jusqu'à l'extraction partielle de près de la moitié de la géogrille afin d'accéder au comportement au pic et d'explorer le comportement en grandes déformations de la grille. Les essais ont permis d'estimer la force d'extraction en fonction du déplacement en tête du renfort ainsi que les efforts dans différentes sections des nervures longitudinales et transversales.

Nous présenterons successivement dans cet article : la procédure expérimentale et les mécanismes d'interaction liés à la réalisation d'un essai d'extraction de géogrilles, l'approche DEM utilisée et la description du modèle numérique spécifique à la modélisation des géogrilles, les résultats obtenus et les principales conclusions.

2. Essai d'extraction de géogrilles

En raison de sa configuration relativement simple, l'essai d'extraction est couramment utilisé pour évaluer l'interaction entre un matériau granulaire et une géogrille. Cet essai consiste en une extraction partielle de la géogrille, insérée dans un sol compacté, à vitesse de déplacement constante. Dans un test typique (ASTM D6706-01, 2001), une vessie avec de l'air ou de l'eau applique une pression de confinement à la surface du sol. En appliquant une charge axiale directement en tête du renfort, il est possible d'extraire la géogrille de l'échantillon. Les mesures durant l'essai, des forces appliquées en tête, des déplacements et des déformations de la géogrille permettent d'appréhender les mécanismes d'interaction. Néanmoins, il est important de noter que les conditions de chargement entre les essais d'extraction et un cas réel peuvent être différentes. Par exemple, dans le cas des remblais ou encore des chaussées renforcées à leurs bases, c'est le matériau granulaire qui se déplace et sollicite la géogrille et non l'inverse comme dans l'essai d'extraction.

Les structures renforcées par géogrille ont un comportement complexe et il est souvent difficile d'appréhender lors d'un essai d'extraction expérimental les mécanismes d'interaction entre les particules de sol et les éléments de renforcement, comme par exemple le frottement, le roulement des grains et la butée du sol au voisinage de la géogrille, en raison de la concentration des contraintes pendant l'essai. Par ailleurs, l'approche numérique représente une alternative intéressante pour l'évaluation et le développement de ce type de problème car elle permet d'accéder à des informations locales fondamentales pour comprendre le comportement de l'interface sol-renforcement. Ainsi, ci-dessous, un aperçu de l'état de l'art est exposé en considérant des études expérimentales et numériques sur le sujet. Une description générale des principales approches de modélisation de géogrilles prenant en compte la MED est également présentée.

2.1. Interaction sol-renfort

Une meilleure compréhension de l'interaction sol-renfort peut conduire à des améliorations du dimensionnement pour de multiples applications impliquant le renforcement du sol. Dans la littérature de nombreux travaux abordent cette problématique. Par exemple, Palmeira et Milligan (1989) ont collecté un ensemble de résultats d'essais d'extraction de grille pour étudier les facteurs multiples qui peuvent influencer sur les résultats. Généralement, les courbes force-déplacement d'essais d'extraction montrent des tendances communes, imputables aux mécanismes de transfert des efforts entre le sol et le renfort. Pour exemple, sur les courbes de la Figure 1, Wang et al. (2016) et Taghavi et al. (2017) mettent en évidence la contribution des nervures transversales de la géogrille à la résistance totale à l'extraction. Le comportement usuel suit une augmentation de la force de traction jusqu'à une valeur maximale lorsque le renforcement commence à se déplacer au sein de l'échantillon. Après le pic, les forces d'extraction ont tendance à diminuer car la longueur du renfort à l'intérieur de l'échantillon diminue également.

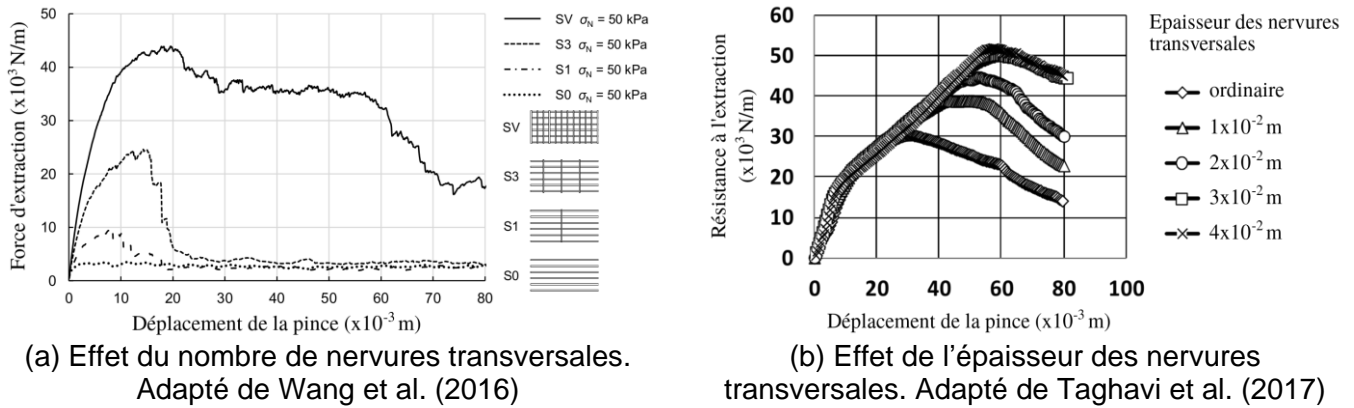


Figure 1. Résultats d'essais d'extraction de géogrilles avec différentes configurations de nervures transversales

Les progrès récents de la technologie des sols transparents ont permis d'améliorer la mesure des petites déformations développées dans la géogrille et dans la masse du sol. Ezzein et Bathurst (2014) et Ferreira et Zornberg (2015) combinent cette technologie avec le développement de nouveaux dispositifs d'essais d'extraction. Ces travaux utilisent la technique *Digital Image Correlation* – DIC pour déterminer les déplacements du renforcement et des particules spécifiques (i.e., particules marquées) du matériau granulaire. Malgré les apports importants de ces méthodes, la technique utilisée pour la capture d'images pour l'analyse des résultats nécessite un étalonnage et un traitement des données. Le processus est spécifique à chaque situation d'essai, ce qui le rend moins flexible pour les études impliquant différentes configurations d'essai. Il est également nécessaire de corriger les distorsions mesurées dans l'objectif des caméras et celles liées au désalignement entre les plans de l'objet et l'image à chaque capture effectuée par les caméras, ce qui peut réduire la précision des mesures de déplacement. Même en prenant les précautions nécessaires, certains types de comportement ne peuvent être évalués que qualitativement. Contrairement à cette réalité, les études numériques visent à augmenter la précision et les possibilités de mesures, à travers des modèles flexibles aux adaptations.

Les possibilités d'études numériques sont nombreuses et fonction du type d'approche. Dans la littérature, on trouve principalement deux approches prédominantes, comprenant respectivement la Méthode des Éléments Finis – MEF et la modélisation discrète par MED. Dans le cadre des méthodes numériques continues, les travaux de Khedkar et Mandal (2009), d'Abdi et Zandieh (2014) et de Touahmia et al. (2018) concernent des résultats expérimentaux étayés par des analyses numériques FEM. Les études numériques présentées par Khedkar et Mandal (2009) et d'Abdi et Zandieh (2014) sont proches. Elles mettent en œuvre des modèles bidimensionnels, avec des nervures longitudinales du renfort modélisées par des éléments linéiques avec deux degrés de liberté de translation dans chaque nœud et des nervures transversales modélisées par des éléments de type poutre, perpendiculaires à l'axe longitudinal du renfort, avec trois degrés de liberté par nœud (c'est-à-dire deux degrés de translation et un degré de rotation). Pour modéliser l'interaction entre le renfort et le sol, un élément d'interface est disposé autour de la nervure longitudinale et relié aux éléments du sol. Bien que les courbes expérimentales force-déplacement montrent une concordance raisonnable avec les résultats numériques, l'approche de ces deux études limite les possibilités d'accès à des comportements localisés spécifiques au problème. De plus, il n'est pas possible de prendre en compte l'effet du roulement des particules dans les modèles MEF, ce qui est un inconvénient pour les études qui se concentrent sur l'interaction sol-renfort.

Touahmia et al. (2018) présentent une analyse par éléments finis tridimensionnelle pour le problème d'extraction de géogrilles. Malgré la modélisation tridimensionnelle, le modèle ne permet pas d'obtenir les efforts dans des nervures spécifiques du renfort, ni de prendre en compte l'effet des ouvertures de géogrilles. En fait, une modélisation plus réaliste par cette approche peut nécessiter un très grand nombre de degrés de liberté pour les éléments du géosynthétique, ce qui entraîne des difficultés numériques et un coût de calcul élevé. La difficulté de définir précisément le comportement de contact des éléments d'interface est également un inconvénient des modèles MEF. Dans ce cas, la modélisation discrète, qui de par sa formulation, gère naturellement les interactions entre le matériau granulaire et la géogrille, peut contribuer à une meilleure compréhension des mécanismes localisés.

2.2. Modélisation discrète des géogrilles

Différents auteurs ont modélisé des géogrilles à partir d'agrégats ou d'agglomérats rigides formés par des éléments géométriques moins complexes, tels que des sphères liées entre elles. L'introduction de degrés de liberté internes dans l'agrégat rigide de sphères permet aux structures modélisées d'être déformables. À titre d'exemple d'études récentes utilisant cette approche, Chen et al. (2018) a présenté deux modèles tridimensionnels de géogrilles à mailles carrées ou triangulaires aboutissant à un modèle de renforcement réaliste. Un autre exemple est le travail dans lequel Chen et al. (2019) ont effectué des essais d'extraction bidimensionnels et évalué l'effet de la rigidité en traction de la géogrille sur le comportement micromécanique de la couche de sol renforcée. Les deux approches utilisent des assemblages de sphères liées entre elles par des liaisons spécifiques (parallel bonds) qui permettent de prendre en compte la transmission des forces et des moments entre les particules qui composent la géogrille.

La modélisation du renforcement géosynthétique par des sphères agrégées présente deux inconvénients importants à noter. Le premier est que cette approche peut entraîner une augmentation significative du nombre total d'éléments du modèle, ce qui réduit son efficacité de calcul. L'autre est une rugosité numérique artificielle sur la surface du renfort causée par les sphères agglomérées, ce qui peut provoquer un comportement irréaliste du modèle numérique.

Dans le but d'obtenir une approche MED qui capture la nature continue des éléments qui composent le renfort géosynthétique, mais sans les problèmes décrits ci-dessus, un modèle tridimensionnel de géogrille basé sur des éléments déformables (Chareyre et Villard, 2005 ; Bourrier et al., 2013; Effeindzourou et al., 2016) a été développé (Moravia et al., 2019) puis utilisé dans cette étude. L'utilisation d'éléments déformables constitue une manière raffinée de simuler numériquement la géogrille, de par son adaptabilité et sa capacité à reproduire les attributs des géogrilles nécessaires pour décrire correctement leur comportement mécanique.

3. Aspects généraux du modèle MED

La préparation d'échantillons numériques influence directement les résultats finaux des simulations. Comme dans les études expérimentales, les échantillons numériques doivent être soigneusement préparés ou assemblés, en respectant leur état initial et leurs propriétés intrinsèques. Dans le cas des simulations d'extraction de géogrilles, il est important d'obtenir des conditions adéquates pour les échantillons telles que l'homogénéité et l'équilibre sous poids propre avant de simuler l'essai d'extraction. Les sections suivantes fournissent une description générale de l'approche numérique discrète utilisée pour la géogrille et le matériau granulaire et présentent les techniques utilisées pour préparer les échantillons pour les simulations. Il est important de souligner que l'outil de modélisation discrète utilisé ici est le code de calcul open source YADE.

3.1. Géogrille

Les caractéristiques et la structure des géogrilles varient en fonction du procédé de fabrication, par exemple des géogrilles extrudées, soudées, tricotées ou tissées. Bien qu'une représentation numérique réaliste soit requise, un modèle numérique spécifique à un type précis de géogrille finit par restreindre son domaine d'application. Ainsi, l'approche de modélisation retenue ici, s'intéresse à décrire le comportement générique d'une géogrille standard pouvant être sollicitée par traction, par flexion, par cisaillement et par torsion en raison de son interaction avec le milieu granulaire, c'est-à-dire l'emboîtement, le frottement et la butée.

Le comportement en traction dépend essentiellement de la rigidité en traction des nervures longitudinales de la géogrille, tandis que le cisaillement dépend essentiellement de la rigidité au cisaillement des nœuds aux points de croisement. Les comportements de flexion et de torsion sont fonction à la fois de la rigidité en traction des nervures longitudinales et de la rigidité des points de croisement. L'extraction de la géogrille peut induire de la butée (c'est-à-dire une action d'appui ou de contrefort) entre les nervures transversales de la géogrille et les particules granulaires bloquées et imbriquées dans les ouvertures. Ce mécanisme dépend de la valeur relative entre l'épaisseur des nervures et la taille des particules. Enfin, le frottement à la surface des nervures de la géogrille et le mécanisme d'emboîtement permettent de transmettre les efforts internes du squelette granulaire au renfort.

Le modèle utilisé pour la géogrille dans le code YADE comprend des éléments déformables caractérisés par des cylindres et des facettes (Figure 2), tel que décrit dans les travaux de Bourrier et al. (2013) et Effeindzourou et al. (2016). Les cylindres sont obtenus à partir de la somme de Minkowski d'une sphère et d'un segment. De même, les facettes, de forme triangulaire, appelées PFacets dans YADE, sont obtenues à partir de la somme de Minkowski d'une sphère et d'un plan. Les relations constitutives de ces deux types d'éléments sont définies par les informations définies aux nœuds des éléments, appelés GridNodes dans YADE, qui sont les centres des sphères qui caractérisent les limites de l'élément.

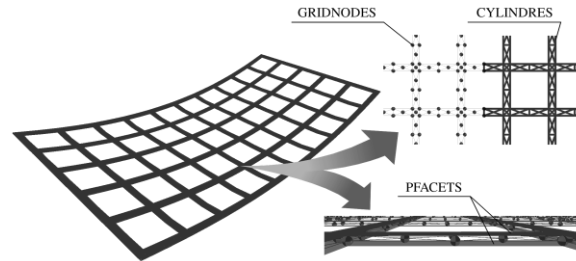


Figure 2. Eléments constitutifs d'une géogrille

Les concepts de base régissant les interactions externes et internes des cylindres et des PFacets sont similaires à ceux utilisés pour définir l'interaction entre deux sphères et reposent sur la définition d'une sphère virtuelle au sein des cylindres et des PFacets dans la projection du point de contact. Ainsi, tous les changements d'état de la sphère virtuelle sont interpolés et les forces et moments sont ensuite distribués linéairement sur les GridNodes. En ce qui concerne les efforts et moments internes, les calculs sont basés sur les déplacements et les rotations relatives entre les GridNodes.

Le modèle de contact élastique-plastique linéaire de Cundall est utilisé pour décrire l'interaction entre la géogrille et les particules de sol. Cette loi calcule les forces de contact entre deux éléments à partir des déplacements relatifs résultant de l'intégration des composantes de la vitesse relative des deux corps en contact par rapport au temps. Les vitesses relatives sont calculées en utilisant des points de contact de référence sur chaque élément (généralement les points situés sur la ligne reliant les centres des éléments en interaction). En combinant ces quantités relatives dans la loi force-déplacement de Cundall, les incréments des forces normales et de cisaillement peuvent être exprimés comme suit :

$$dF_n = k_n^c \cdot (du_n/dt) \cdot dt \quad (1)$$

$$dF_s = k_s^c \cdot (du_s/dt) \cdot dt \quad (2)$$

Où dF_n et dF_s sont respectivement les incréments de force normale et tangentielle, k_n^c et k_s^c sont respectivement des raideurs de contact normale et tangentielle, du_n/dt et du_s/dt sont respectivement les vitesses relatives normale et tangentielle et dt le pas de temps du calcul. La liaison de contact peut être assimilée à deux ressorts disposés en série de sorte que la raideur normale dans le contact est calculée par la moyenne harmonique des rigidités individuelles de ces ressorts. La raideur tangentielle k_s^c est directement liée à k_n^c par le rapport de rigidité de contact ν_c .

Dans le calcul de la force tangentielle F_s , une valeur limite peut être définie par une loi de frottement de type Coulomb qui, pour le cas des sols sans cohésion, est exprimée par l'équation (3). Si une valeur absolue de F_s tente à dépasser la valeur limite, le module de la force tangentielle est fixé égal à F_s^{lim} . La force de contact F_c est calculée par sommation des forces normales et tangentielles. F_c est appliquée à chaque élément en interaction, ce qui peut générer des moments en plus des forces au cours de l'étape de calcul. Ces moments et forces résultants sont ensuite utilisés pour intégrer les équations de mouvement pour chaque élément séparément, en obtenant des données de position et d'orientation. L'équation (4) donne l'expression du moment de la force (c'est-à-dire du couple) dû à la force de contact dans chaque élément sphérique, par exemple.

$$F_s^{\text{lim}} = \|F_n\| \cdot \tan(\phi_\mu) \quad (3)$$

$$\tau = \left(R_i - \frac{\delta}{2} \right) \cdot n \times F_c \quad (4)$$

Avec F_s^{lim} la valeur limite de la force tangentielle, F_n la force normale, ϕ_μ l'angle de frottement inter-particules (c'est-à-dire la valeur la plus petite du frottement entre les deux éléments en interaction), τ le moment des forces, R_i le rayon de la sphère, δ la profondeur de pénétration du contact (c'est-à-dire l'interpénétration entre les éléments en contact) et n le vecteur unitaire normal (parallèle à l'axe d'interaction qui passe par les centres des éléments).

La loi de calcul des efforts internes dans les éléments de type cylindre et PFacet est similaire à celle définie précédemment, mais intègre dans sa formulation l'adhérence ainsi que les moments de flexion et de torsion. Lors du calcul des efforts internes, les déplacements relatifs se font entre les GridNodes de l'élément. Les moments internes sont obtenus par des lois linéaires à partir des rotations relatives de ces nœuds et des raideurs associées à chaque type de moment (c'est-à-dire raideur en flexion et raideur en torsion).

3.2. Matériau granulaire

La disposition et l'imbrication des particules de l'assemblage granulaire peuvent influencer significativement son comportement mécanique. Par exemple, Matsushima et Saomoto (2002) ont trouvé une plus grande résistance au cisaillement pour les arrangements de particules qui ont des formes plus angulaires ou non convexes. Dans cet article, des agrégats rigides de plusieurs sphères juxtaposées recréent numériquement le caractère de non-convexité des matériaux granulaires. Les agrégats de ce type sont appelés clumps (c'est-à-dire amas de sphères) dans YADE. Cherchant à évaluer les différences de comportement entre les échantillons avec des particules sphériques et non sphériques, nous avons utilisé pour définir les clumps un modèle de particules génériques asymétriques composé de quatre sphères qui présentent des caractéristiques angulaires tel que présenté sur la Figure 3.

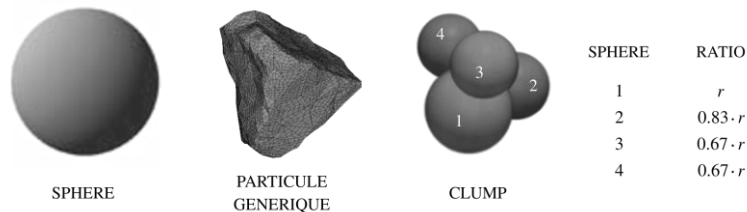


Figure 3. Particules génériques modélisées (sphère et clump, où r est le rayon de la sphère de référence du clump)

L'échantillon granulaire numérique combine aléatoirement des clumps de même géométrie mais de tailles différentes pour ne pas générer un assemblage granulaire régulier en termes d'agencement. Quatre tailles de clumps ont été considérées en augmentant et en réduisant les rayons des sphères de 20 % et 40 % de sorte que le ratio entre les plus gros et les plus petits clumps est de 2,5. Dans le cas de l'assemblage de sphères, la granulométrie retenue suit une distribution uniforme définie par un rayon moyen et un écart type respectivement de $1,20 \cdot 10^{-2}$ m et $6,00 \cdot 10^{-3}$ m. En moyenne, le nombre de particules granulaires au sein d'une maille de la géogrille varie entre 4 et 8.

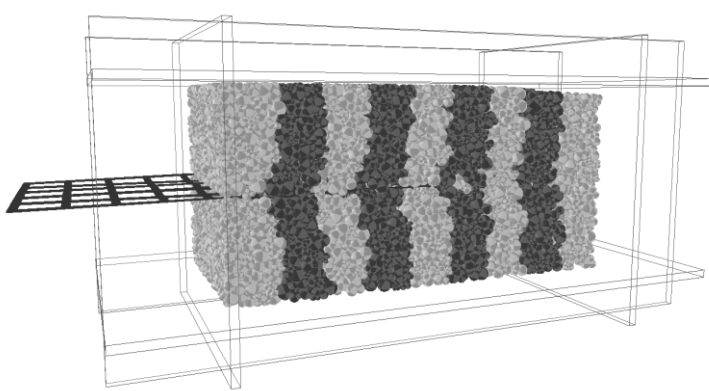
3.3. Préparation des échantillons

La préparation des échantillons se fait en trois étapes principales. La première consiste à générer la géogrille et l'assemblage granulaire en tenant compte de leurs géométries respectives (Tableau 1). La longueur et la largeur de la géogrille sont similaires à celles de l'échantillon granulaire (longueur = 0,1 m x largeur = 0,5 m x hauteur = 0,5 m). La deuxième étape comprend la procédure REFD (Radius Expansion – Friction Decrease) pour obtenir un assemblage granulaire dense avec une porosité spécifique (Chareyre et Villard, 2002 ; Salot et al., 2009). Les deux premières étapes imposent une

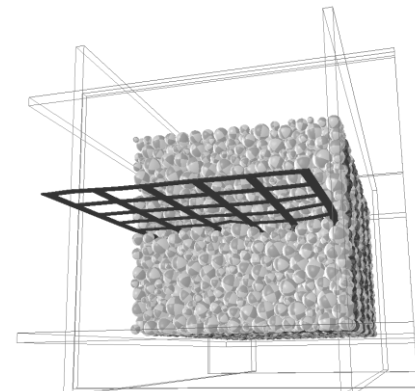
condition statique à la géo grille, rendant impossible tout mouvement ou déformation. La troisième et dernière étape concerne la phase d'application de la gravité pendant laquelle les particules granulaires et les éléments de la géo grille sont libres en déplacement. La Figure 4 illustre un échantillon numérique lors de la simulation d'extraction de géo grilles.

Tableau 1. Paramètres du modèle d'essai d'extraction de géo grille

Paramètre	Géo grille biaxiale	Matériau granulaire	Unité
Épaisseur	$4,00.10^{-3}$	–	m
Ouverture des mailles de la géo grille	$0,08 \times 0,08$	–	m
Section transversale des nervures	$2,51.10^{-5}$	–	m ²
Densité	$1,00.10^2$	$2,60.10^3$	kg/m ³
Angle de frottement de contact	20,00	30,00	°
Module d'Young	$4,00.10^9$	$1,00.10^6$	Pa (N/m ²)
Rapport de rigidité de contact ($\nu_c = K_T/K_N$)	0,30	0,50	–
Cohésion normale	∞	–	Pa (N/m ²)
Cohésion tangentielle	∞	–	Pa (N/m ²)



(a) Extraction partielle de la géo grille lors de la simulation numérique



(b) Détail de la géo grille confinée entre deux couches de matériau granulaire

Figure 4. Simulation d'extraction de géo grilles

4. Analyse des résultats

Les analyses d'essai d'extraction de géo grilles dans ce travail n'ont pas pour but de reproduire un cas réel d'extraction de géo grille, mais d'améliorer la compréhension du comportement de l'interface. Ainsi, les paramètres du Tableau 1 ont été choisis afin de mettre en évidence les mécanismes étudiés et d'optimiser le coût de calcul. Les paramètres macroscopiques, qui permettent une caractérisation plus habituelle du matériau, peuvent être déterminés en simulant des essais triaxiaux sur des échantillons numériques de matériaux granulaires, par exemple. Les simulations ont porté sur des échantillons contenant trois mille et neuf mille particules. Plus le nombre de sphères dans l'échantillon est élevé, plus le ratio entre la taille moyenne des particules et la taille du maillage de la géo grille est petit. La Figure 5 compare les courbes force-déplacement pour des échantillons avec le même nombre de particules, mais avec des géométries de particules différentes (c'est-à-dire des sphères et des clumps).

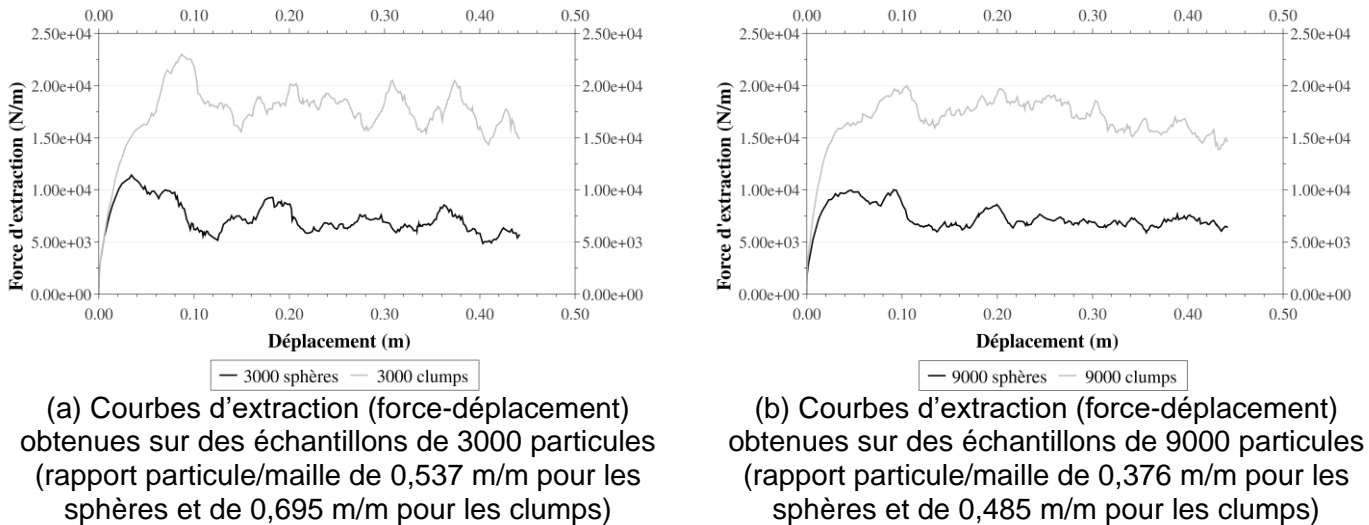


Figure 5. Courbes force-déplacement des simulations d'extraction de géogrilles

En comparant les résultats, il est possible de vérifier que le pic initial des courbes est obtenu pour un déplacement du renfort plus important pour les échantillons constitués de clumps. Bien que ces échantillons présentent une résistance initiale à l'extraction environ deux fois supérieures à celle des échantillons de particules sphériques, un plus grand déplacement de la géogrille est nécessaire pour atteindre le pic (Figure 5). Pour les clumps, la courbe force-déplacement présente deux pentes initiales distinctes avant d'atteindre le pic. La valeur de déplacement de 0,03 m définit approximativement la fin et le début de la première et deuxième section de pente, ce qui indique deux mécanismes successifs de mobilisation de la géogrille.

- Le premier est dû à la fois au frottement entre le matériau granulaire et les nervures de la géogrille et à la mobilisation par butée du matériau granulaire situé devant les nervures transversales. Dans ce cas, les particules non sphériques s'opposent plus rapidement au déplacement de la géogrille (pente initiale des courbes force-déplacement plus importante pour les clumps comparativement aux sphères). De plus, la force d'extraction maximale est plus élevée pour les matériaux composés de particules plus angulaires ou non convexes. Ceci est lié directement aux comportements macroscopiques des assemblages de clumps et de sphères pour lesquels les angles de frottement macroscopiques sont respectivement de 50° et 31° .

- Le second est lié au désenchevêtrement des particules granulaires confinées au sein des mailles de la grille et à leur mode de franchissement des nervures transversales (rotation et déplacement vertical). Les particules non sphériques conduisent à un agencement plus dense des particules au sein de la maille de la géogrille et, par conséquent, conduisent à une mobilisation plus rapide du renforcement. Dans ce type de mécanisme, la modification des arrangements de particules au sein des mailles du renfort peut entraîner un changement de la pente de la courbe force-déplacement. Un autre point observé est qu'une diminution du ratio entre la taille des particules et l'ouverture des mailles de la grille tend à réduire les pics de force.

Qualitativement, les comparaisons entre les résultats expérimentaux obtenus par Wang et al. (2016) et Taghavi et al. (2017) (présentés sur les Figures 1a et 1b) et les résultats des simulations numériques (présentés sur les Figures 5a et 5b) font apparaître de fortes similitudes. Sur la Figure 1a, avec l'augmentation du nombre de nervures transversales, on constate que les forces d'extraction augmentent et que la courbe force-déplacement fait apparaître deux pentes jusqu'au premier pic. Sur la Figure 1b, ces pentes sont également bien définies et, avec l'augmentation de l'épaisseur des nervures transversales, on constate une augmentation du pic de résistance, car le franchissement des nervures par les particules nécessite des déplacements verticaux et des mouvements plus importants. Cette comparaison entre les résultats met en évidence le potentiel d'utilisation du modèle numérique discret en conjonction avec des mesures expérimentales pour une compréhension plus approfondie de l'interaction entre les matériaux granulaires et la géogrille.

Parmi les nombreuses possibilités d'analyse de données qu'offre le modèle, les contraintes axiales dans les sections de nervures longitudinales et transversales de la géogrille peuvent être obtenues lors des simulations (Figure 6). Bien que le comportement observé avec les échantillons de clumps indique une mobilisation plus élevée des forces d'extraction, les tendances observées entre les échantillons

avec des particules sphériques et non sphériques sont qualitativement similaires. Par conséquent, seules les contraintes axiales obtenues dans les simulations impliquant des clumps sont présentées ici. La Figure 6a compare les valeurs des contraintes axiales obtenues dans les nervures longitudinales des mailles 1 et 2 ; la maille 1 étant la plus proche du point d'application de la force d'extraction. Les valeurs de contraintes obtenues dans la section A de la maille 1 sont logiquement supérieures aux valeurs obtenues pour la maille 2. En effet, les contraintes les plus fortes résultant des efforts de frottement entre la géogrille et le matériau granulaire sont concentrées dans la région d'application de la force d'extraction et ont tendance à s'annuler à l'extrémité opposée de la géogrille (extrémité libre). Un autre aspect qui apparaît sur la Figure 6a est que, contrairement aux tendances observées sur les courbes force-déplacement, les contraintes axiales dans la section des nervures longitudinales sont, pour une même maille, assez similaires entre les échantillons, malgré des rapports entre la taille des particules et le diamètre d'ouverture des mailles différents (c'est-à-dire la comparaison pour les échantillons de 3000 et 9000 particules).

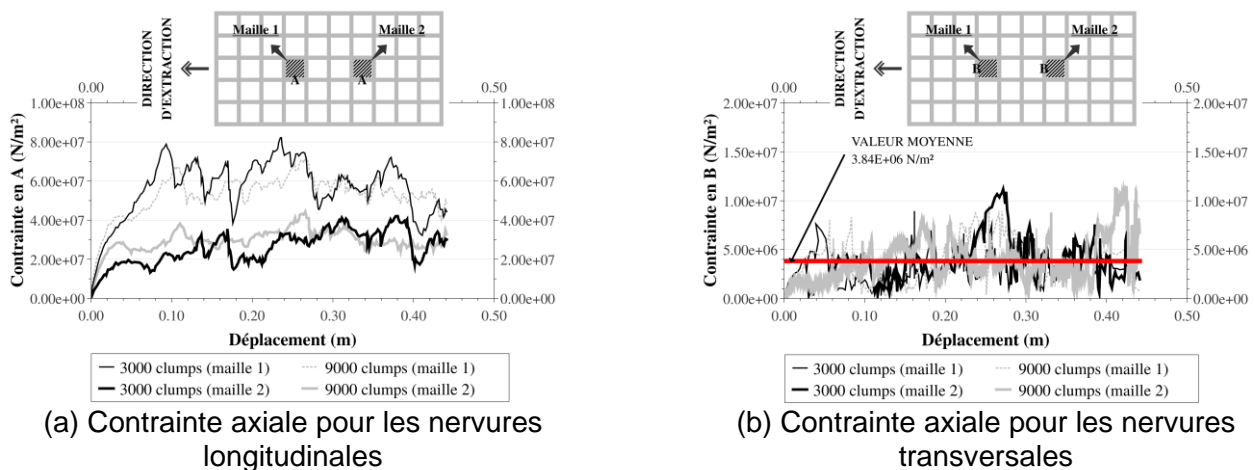


Figure 6. Contraintes axiales dans différentes sections des nervures longitudinales et transversales

En ce qui concerne les nervures transversales, contrairement aux nervures longitudinales, les valeurs des contraintes axiales dans les sections situées dans les mailles 1 et 2 sont assez semblables. Ce résultat implique que le mécanisme d'interaction principal de ces éléments est similaire à celui d'un contrefort ou d'un obstacle qui restreint le mouvement du renfort dans le sens longitudinal. La contribution au renforcement des sphères de petits diamètres (9000 clumps) est en moyenne légèrement inférieure à celle des sphères de plus grand diamètre (3000 clumps) pour lesquelles la force d'extraction est légèrement plus importante. La valeur moyenne calculée en considérant les quatre courbes contrainte-déplacement des nervures transversales indiquées par la ligne rouge sur la Figure 6b ($3,84E+06$ N/m²) est inférieure à celle des nervures longitudinales. Malgré cela, les contraintes mobilisées dans les nervures transversales ne sont pas négligeables et les pics de contraintes obtenus lors de l'extraction de la géogrille peuvent s'écarter et dépasser de trois fois la valeur moyenne calculée.

5. Conclusion

Une modélisation discrète tridimensionnelle des essais d'extraction de géogrilles a été proposée pour contribuer à une meilleure compréhension des mécanismes d'interaction à l'interface du renforcement géosynthétique et du matériau granulaire. Les analyses ont impliqué des échantillons de différentes tailles de particules sphériques et non sphériques. Les résultats numériques obtenus sont cohérents avec le comportement attendu. Par exemple, la zone de renforcement la plus proche de l'application de la force d'extraction est la plus sollicitée (contraintes axiales dans les sections des nervures longitudinales plus élevées en tête du renfort). De plus, les tendances obtenues numériques sont qualitativement comparables à celles présentées dans la littérature pour les résultats d'essais expérimentaux d'extraction de géogrilles.

Les mécanismes d'interaction entre le matériau granulaire et les nervures de la géogrille ont montré une sensibilité à la taille des particules. Les pics des courbes force-déplacement et des courbes contrainte-déplacement sont moins prononcés dans les échantillons contenant des particules plus

petites. Si dans le sens longitudinal de la grille, la taille des particules est peu influente, le ratio entre la taille des particules et l'épaisseur des nervures transversales à un léger rôle dans leur franchissement et donc sur la force d'extraction. Enfin, les résultats obtenus montrent que le modèle numérique est pertinent pour l'analyse des mécanismes d'interaction locaux et qu'il permet d'apporter des réponses pratiques concernant le comportement de l'interface entre la géogrid et le matériau granulaire.

6. Références bibliographiques

- Abdi M.R., Zandieh A.R. (2014). Experimental and numerical analysis of large scale pull out tests conducted on clays reinforced with geogrids encapsulated with coarse material. *Geotextiles and Geomembranes* 42 (5), 494-504.
- ASTM D6706-01 (2001). Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil, *ASTM International*, West Conshohocken, PA, USA.
- Bourrier F., Kneib F., Chareyre B., Fourcaud T. (2013). Discrete modeling of granular soils reinforcement by plant roots. *Ecological Engineering* 61, 646-657.
- Chareyre B., Villard P. (2002). Discrete element modeling of curved geosynthetic anchorages with known macro-properties. In: KONIETZKY, H. (Ed.), *Numerical modeling in micromechanics via particle methods* (197-203). Swets & Zeitlinger, Gelsenkirchen, Germany.
- Chareyre B., Villard P. (2005). Dynamic spar elements and discrete element methods in two dimensions for the modeling of soil-inclusion problems. *Journal of Engineering Mechanics* 131 (7), 689-698.
- Chen C., McDowell G., Rui R. (2018). Discrete element modelling of geogrids with square and triangular apertures. *Geomechanics and Geoengineering* 16, 495-501.
- Chen W.-B., Zhou W.-H., Jing X.-Y. (2019). Modeling geogrid pullout behavior in sand using discrete-element method and effect of tensile stiffness. *International Journal of Geomechanics* 19 (5), 04019039–1-04019039–13.
- Cundall P.A., Strack O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique* 29 (1), 47-65.
- Effeindzourou A., Chareyre B., Thoeni K., Giacomini A., Kneib F. (2016). Modelling of deformable structures in the general framework of the discrete element method. *Geotextiles and Geomembranes* 44 (2), 143-156.
- Ezzein F.M., Bathurst R.J. (2014). A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil. *Geotextiles and Geomembranes* 42 (3), 246-255.
- Ferreira J., Zornberg J. (2015). A transparent pullout testing device for 3D evaluation of soil-geogrid interaction. *Geotechnical Testing Journal* 38 (5), 686-707.
- Khedkar M.S., Mandal J.N. (2009). Pullout behaviour of cellular reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes* 27 (4), 262-271.
- Matsushima T., Saomoto H. (2002). Discrete element modeling for irregularly-shaped sand grains. *Proc. 5th European Conference Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 239-246.
- Moravia M.G., Villard P., Vidal D.M. (2019). Geogrid pull-out modelling using DEM. *E3S Web Conf.* 92, 13015
- Palmeira E.M., Milligan G.W.E. (1989). Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Géotechnique* 39 (3), 511-542.
- Salot C., Gotteland P., Villard P. (2009). Influence of relative density on granular materials behavior: DEM simulations of triaxial tests. *Granular Matter* 11 (4), 221-236.
- Taghavi, S.H.S., Mosallanezhad, M. (2017). Experimental analysis of large-scale pullout tests conducted on polyester anchored geogrid reinforcement systems. *Canadian Geotechnical Journal* 54 (5), 621-630.
- Touahmia M., Rouili A., Boukendakdji M., Achour B. (2014). Experimental and numerical analysis of geogrid-reinforced soil systems. *Arabian Journal for Science and Engineering* 43 (10), 5295-5303.
- Wang Z., Jacobs F., Ziegler M. (2016). Experimental and DEM investigation of geogrid-soil interaction under pullout loads. *Geotextiles and Geomembranes* 44 (3), 230-246.

LA GÉOGRILLE À MAILLES HEXAGONALE : UNE SOLUTION ÉCOLOGIQUE ET ÉCONOMIQUE POUR RÉDUIRE LES COUCHES DE FORME

HEXAGONAL MESH GEOGRID: AN ECONOMICAL AND ENVIRONMENTALLY FRIENDLY SOLUTION FOR REDUCTION OF THE AGGREGATES

Jean Luc MICHAUX¹, Patrick BROCHIER¹, Abdelghani MEKKAOU²

1 Terageos, Veurey Voroize, France

2 Tensar, Vénissieux, France

RÉSUMÉ - Réaliser une couche de forme avec des contraintes de circulation et de portance nécessite des déblaiements et évacuations, ainsi que des apports de matériaux sains importants. La solution traditionnelle est lourde financièrement, prend du temps et a un impact carbone élevé. Face à ce constat, la société Tensar a développé une solution qui permet de réduire les épaisseurs de couche de forme en stabilisant mécaniquement les matériaux grâce à une géogrille à maille hexagonale. Cette solution contribue ainsi à réduire l'impact écologique des chantiers tout en optimisant les coûts de construction.

Mots clés : stabilisation, portance, route, plateforme, géogrille

ABSTRACT – Achieving a road subgrade with traffic and load-bearing constraints requires earthworks and granular inputs. The traditional solution is financially heavy, takes time and has a high carbon impact. To solve this problem, the Tensar company has developed a solution which allows to reduce the thickness of the layers by mechanically stabilizing the materials thanks to a geogrid with hexagonal mesh. This solution thus contributes to reducing the ecological impact of construction sites while optimizing construction costs.

Keywords: stabilization, road, platform, geogrid

1. Introduction

Lors de la construction de routes ou d'aires de stationnement et de stockage, un objectif de portance suffisante est impératif pour un fonctionnement optimal et durable. Lorsque les conditions de sol sont médiocres, ce qui est très souvent le cas, ces travaux nécessitent des purges en déblai et des volumes importants d'apports de remblais de granulats de bonne qualité.

En France plusieurs documents intègrent les géotextiles dans les chaussées afin de réduire la couche de forme. Malheureusement aucun document officiel ne traite de la réduction des épaisseurs de couches de forme en utilisant les géogrilles. Plusieurs recherches ont été menées dans ce sens et ont été publiées, qui démontrent l'intérêt d'utiliser les géogrilles pour réduire les épaisseurs de couches de formes et avoir une meilleure performance par rapport à des solutions traditionnelles en granulaire.

La société Tensar a développé une solution alternative grâce à une géogrille à maille hexagonale permettant de réduire les épaisseurs de couche de forme en stabilisant mécaniquement les matériaux, ou d'optimiser les couches d'enrobé. Cet article présente les essais réalisés pour arriver à ces résultats.

2. Réduction des épaisseurs des chaussées en utilisant les géosynthétiques

Le guide technique du SETRA « Réalisation des remblais et des couches de forme, Fascicule II, Annexe Technique » traite de l'utilisation des géotextiles pour la réduction des épaisseurs des couches de forme. Cependant, ce document n'explique pas comment choisir le géotextile, et ne donne pas la performance apportée par le géotextile à la structure de la chaussée. Aucune méthode de dimensionnement n'est fournie pour la chaussée en utilisant le géotextile.

Ces dernières années, une nouvelle approche de l'utilisation des géogrilles dans les structures de chaussées a été développée et est progressivement introduite dans différents pays. Cette approche consiste à analyser l'ensemble de la structure de la chaussée, y compris les couches d'amélioration du sol et la géogrille. Les avantages de la géogrille sont pris en compte dans le processus de conception des chaussées, en particulier : une augmentation substantielle de la durée de vie de la chaussée, qui peut être utilisée de deux manières. Premièrement, la réduction des coûts d'entretien grâce à une durée de vie accrue des chaussées. Deuxièmement, la réduction de l'épaisseur de la chaussée en incorporant la géogrille, baisse les coûts de construction, si la durée de vie de la chaussée doit rester inchangée par rapport à une conception de chaussée traditionnelle sans géogrille.

Cette approche est appelée « optimisation de la chaussée avec géogrid ». Elle peut être définie comme la conception d'une chaussée flexible pour permettre la réduction de l'épaisseur des couches - y compris les couches d'enrobés - tout en maintenant la durée de vie de la chaussée ou en augmentant la durée de vie de la chaussée tout en maintenant son épaisseur, ou une combinaison des deux.

L'utilisation des géogrids dans l'optimisation des chaussées présente deux aspects nouveaux. D'une part, le revêtement complet avec les couches d'amélioration du sol est analysé et l'utilisation de la géogrid n'est pas limitée aux couches inférieures. Elle peut également être utilisée dans la couche de base des agrégats. D'autre part, l'optimisation des chaussées avec géogrid ne se limite pas aux sols de faible portance, mais elle peut être également utilisée pour les chaussées construites sur des sols de bonne portance.

3. Optimisation des chaussées

Aux États-Unis, cette approche est décrite dans la norme AASHTO R50-09 (2009) « Geosynthetic reinforcement of the aggregate base course of flexible pavement structures ». Cette norme décrit l'utilisation des géosynthétiques dans les structures de chaussées pour le support structurel des charges de trafic. La norme stipule que « On s'attend à ce que le géosynthétique offre l'un de ces avantages ou les deux : (1) durée de vie améliorée ou prolongée de la chaussée ou (2) épaisseur réduite de la section structurelle ».

AASHTO R50-09 ne fournit aucun détail sur les chaussées à conception géosynthétique. Il décrit plutôt la procédure qui devrait être adoptée par le fabricant du géosynthétique afin d'intégrer son influence dans la conception des chaussées. L'une des exigences importantes indiquée dans la norme est la nécessité d'essais de chaussée à grande échelle pour le géosynthétique considéré : « Comme les avantages des structures de chaussées renforcées par géosynthétiques ne peuvent pas être déduits théoriquement, des sections d'essai sont nécessaires pour obtenir une quantification des avantages » ; La norme reconnaît également que différents types de géosynthétiques peuvent fournir des performances différentes, et les résultats des tests ne sont donc applicables qu'au type de géosynthétique spécifique testé : « Les procédures de conception utilisent des paramètres d'entrée estimés expérimentalement qui sont souvent spécifiques au géosynthétique. Ainsi, les conceptions techniques calculées et les avantages économiques ne sont pas facilement transposables à d'autres géosynthétiques. »

En outre, le rapport récemment publié « Recommended practice for incorporating geogrids in ME pavement design » (Hyung Suk Lee, Décembre, 2017 Applied Research Associates, Inc.) note l'importance des tests nécessaires pour l'étalonnage de la conception des chaussées avec des géogrids, en laboratoire et à grande échelle. Il est recommandé d'effectuer des essais accélérés de chaussée « pour recueillir les données nécessaires au développement des données de conception (...) (c'est-à-dire le module ajusté et les coefficients des fonctions de transfert) ».

L'élaboration (ou la modification) d'une méthode de conception de chaussée existante qui considère les avantages des géogrids ne devrait pas être basée uniquement sur des considérations théoriques. Il est nécessaire d'effectuer un vaste programme d'essais, qui devrait inclure des essais accélérés de chaussée à grande échelle. Ceci permet d'obtenir des données qui permettront de quantifier les avantages d'une géogrid particulière et de développer la procédure pour mettre en œuvre ces avantages dans la conception de la chaussée.

Cet article décrit la modification de la méthode de conception mécanique - empirique des chaussées (MCMC), cette méthode est utilisée dans plusieurs logiciel comme Alizé – LCPC, mais sans prendre en considération les géosynthétiques. Les hypothèses de base de la méthode modifiée sont présentées, ainsi que les résultats des essais, y compris les essais accélérés de chaussée à grande échelle, qui soutiennent et justifient la méthode de conception décrite

4. Modification de la méthode de conception mécanique-empirique des chaussées (MCMEC)

Le but de cet article n'est pas de décrire la MCMEC lui-même en détail, mais de présenter certaines hypothèses de base pour faciliter l'explication de la modification.

La méthode de conception mécanique-empirique des chaussées combine deux parties. La partie mécanique est l'analyse du comportement de la couche de chaussée sous les charges des roues. Connaissant les caractéristiques de toutes les couches de chaussée (module d'élasticité, coefficient de Poisson et épaisseur), il est possible de prédire comment elle répondra à une seule charge de roue en utilisant la théorie élastique en multicouches. La réponse de la chaussée est exprimée en termes de contraintes et de déformations. La partie empirique est basée sur des tests en laboratoire et des observations réelles du comportement de différents matériaux sous des charges répétées. Cette partie

permet de prédire les répétitions de charges et, par conséquent, les répétitions de contraintes et de déformations, qu'une couche de matériau donnée peut supporter avant qu'elle ne se détériore. La dégradation est généralement définie en termes de fissuration ou de déformation de fatigue. Le nombre de répétitions de charge pour atteindre le niveau de dégradation admissible, c'est-à-dire la durée de vie de la chaussée, est calculé à l'aide d'équations appelées fonctions de transfert, cette dernière est un simple changement d'équation de fatigue des matériaux.

La procédure de base du MCMEC pour les chaussées souples, sous une forme très simplifiée, est présentée sur la Figure 1.

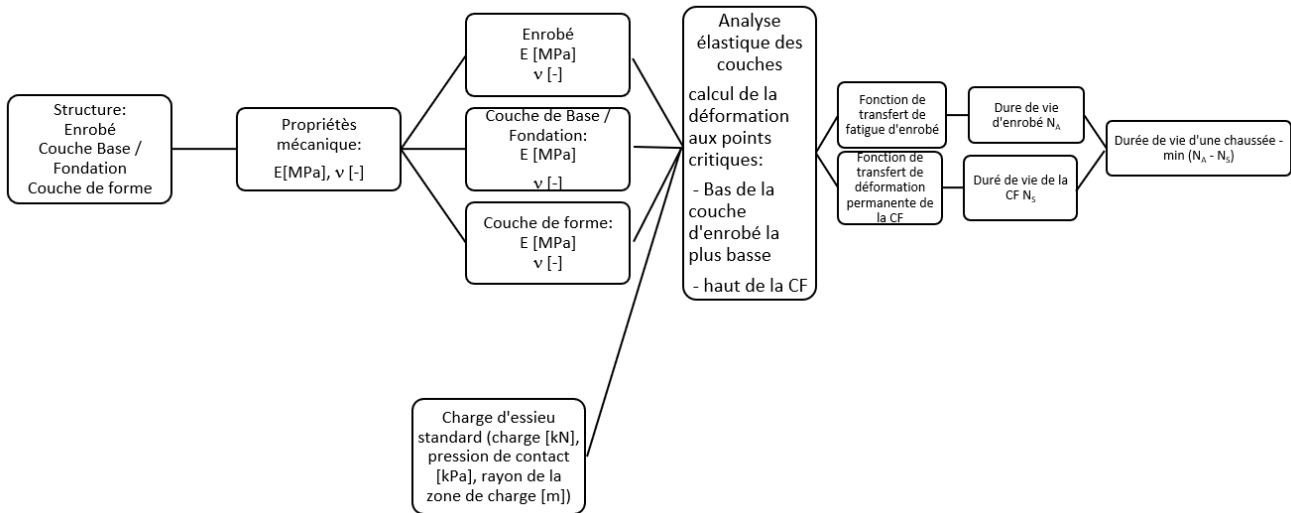


Figure 1. Procédure standard MCMEC simplifiée

Les données recueillies au cours des essais accélérés de chaussée à grande échelle, décrits plus loin, sont utilisées pour développer une modification de l'approche MCMEC typique afin de considérer l'effet de stabilisation de la ou des couches non liées avec une géogridde hexagonale.

Il y a deux facteurs distincts, mais simultanés, reflétant les effets bénéfiques d'une géogridde qui sont inclus dans la conception. Premièrement, le module de la couche d'agrégat stabilisée avec la géogridde est augmenté en multipliant la valeur initiale par un facteur de renforcement du module. Ceci est fait dans l'étape d'analyse élastique pré-linéaire. Les déformations dans les couches d'enrobé et la fondation aux points critiques sont calculées, et la durée de vie des couches est calculée, comme dans la procédure standard MCMEC. Ensuite, les facteurs de changement de vie sont appliqués à la durée de vie calculée, à la fois pour l'enrobé et le sol de fondation, pour déterminer la durée de vie finale de la chaussée en cours de conception.

La procédure modifiée du MCMEC pour les chaussées souples est présentée sur la Figure 2.

5. Essais de chaussée accélérés

Comme mentionné précédemment, une série d'essais accélérés de chaussée (APT) a été réalisée pour quantifier les avantages de l'utilisation de la géogridde de stabilisation hexagonale dans les chaussées souples. Trois étapes de tests ont été réalisées entre 2012 et 2016 au Centre de recherche et de développement des ingénieurs de l'armée américaine (The U.S. Army Engineer Research and Development Center). Une description détaillée des sections d'essai et des résultats est présentée dans les rapports suivants : Jersey et al. (2012), Norwood et al. (2014), Robinson et al. (2017).

Au total, 8 sections ont été testées - 4 avec une base d'agrégat stabilisée par géogridde hexagonale et 4 sections de contrôle sans géogridde. Toutes les chaussées testées ont été construites à l'aide d'équipements et de méthodologies de construction établis. Pour éliminer l'influence de facteurs environnementaux variables, des tests ont été menés à l'intérieur d'une chambre climatisée contenue dans un hangar fermé. La plate-forme avait une capacité portante de 3% ou 6% CBR. La base était constituée de 15 ou 20 cm de calcaire concassé. La couche de revêtement consistait en une couche d'un béton bitumineux à chaud (HMA) de 5, 7,5 ou 10 cm d'épaisseur sur six sections. La construction de sections avec surfacage HMA est illustrée par la Figure 3.

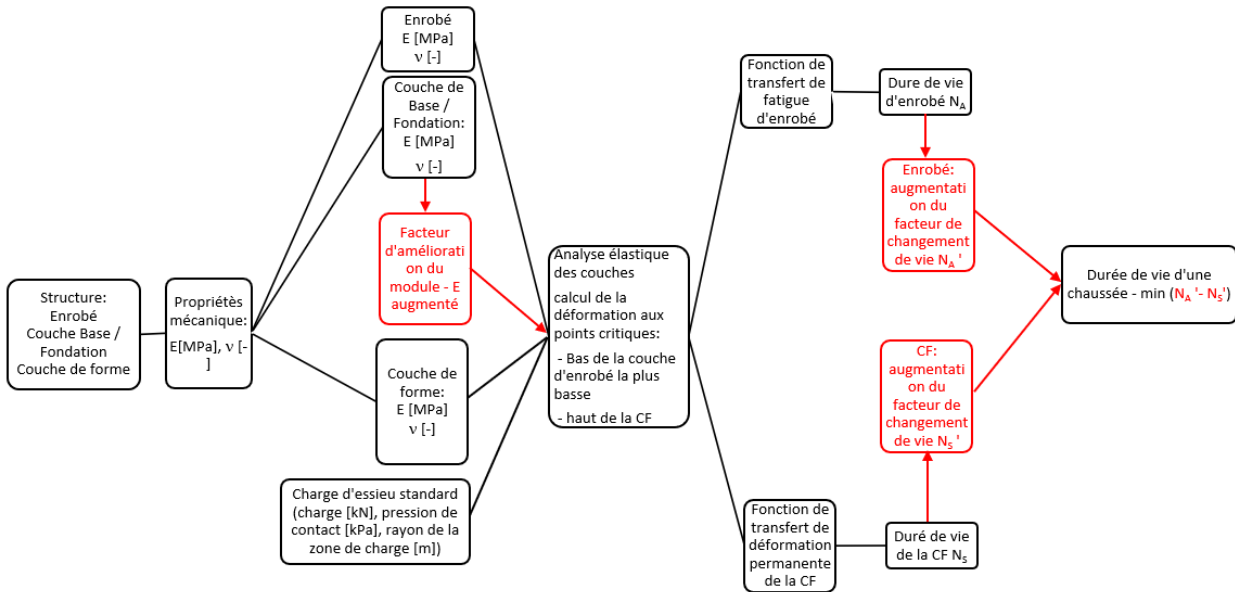


Figure 2. Procédure MCMEC modifiée pour inclure les avantages de la géogridde hexagonale

Section A	Section B	Section C	Section D	Section E	Section F
HMA – 5 cm	HMA – 5 cm	HMA – 7,5 cm	HMA – 10 cm	HMA – 7,5 cm	HMA – 7,5 cm
Couche Agrégat 20 cm	Couche Agrégat 20 cm	Couche Agrégat 20 cm	Couche Agrégat 20 cm	Couche Agrégat 15 cm	Couche Agrégat 15 cm
Géogridde 1			Géogridde 2		
Couche de forme - CBR 3% - EV2 = 15 MPa			Couche de forme - CBR 6% - EV2 = 25 MPa		

Figure 3. Sections de test ERDC avec couche de surface HMA

Le simulateur de véhicule lourd (HVS) a été utilisé pour le trafic des sections d'essai. Un groupe d'essieux à double essieu tandem chargé à 20000 lb (~ 90 kN) a été utilisé. Le HVS était équipé d'une chambre climatique entourant la section d'essai pour minimiser l'influence du changement de température sur le module de l'asphalte. Une température constante de 77°F +/- 10°F (25°C +/- 5,5°C) a été maintenue pendant les essais.

Des mesures de la profondeur des ornières ont été recueillies sur toutes les sections tout au long des essais. Les figures 6 et 7 présentent les résultats de la profondeur de l'ornièrre par rapport au nombre d'ESAL (charge d'essieu standard équivalente) provenant du trafic de sections d'essai avec 3% et 6% de fondation CBR. Aucune donnée sur la propagation des fissures n'a été recueillie car l'ornièrre était le mécanisme de dégradation décisif de toutes les sections.



Figure 4. HVS dans le hangar de l'ERDC



Figure 5. Engrenage à double roue à essieu tandem utilisé dans les tests ERDC

Les sections avec une couche de base agrégée stabilisée avec des géogrilles hexagonales ont obtenu de meilleurs résultats que la section témoin non stabilisée. Le nombre d'ESAL (charge d'essieu standard équivalente) pour atteindre une profondeur d'ornièrè donnée était significativement plus élevé, même pour les sections stabilisées qui avaient des couches d'asphalte et / ou de base plus mince que les sections non stabilisées. La section non stabilisée D a donné des résultats similaires aux sections stabilisées E et F jusqu'à 300 000 ESAL, mais au-delà, elle a commencé à se détériorer plus rapidement.

L'une des conclusions importantes de ces tests est que la stabilisation de la base avec des géogrilles hexagonales est également bénéfique pour les structures construites sur des sols fermes. Une plate-forme d'indice CBR égal à 6% ($E_{v2} = 25\text{MPa}$) est généralement considérée comme bonne, et dans ce cas, l'utilisation de géogrilles n'est généralement pas envisagée. Les géogrilles sont généralement utilisées pour une fondation d'indice CBR <5%. Les tests décrits ci-dessus prouvent que l'idée d'optimisation de la chaussée avec des géogrilles hexagonales peut être utilisée dans le cas de chaussées construites sur une fondation ferme.

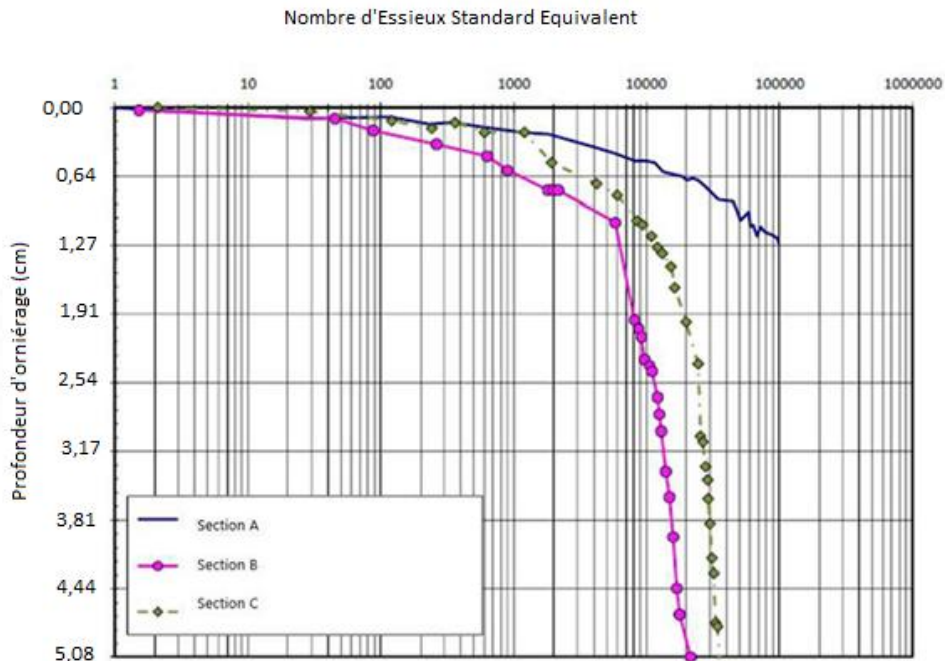


Figure 6. Effets du trafic pour les sections sur une plateforme d'indice CBR 3%

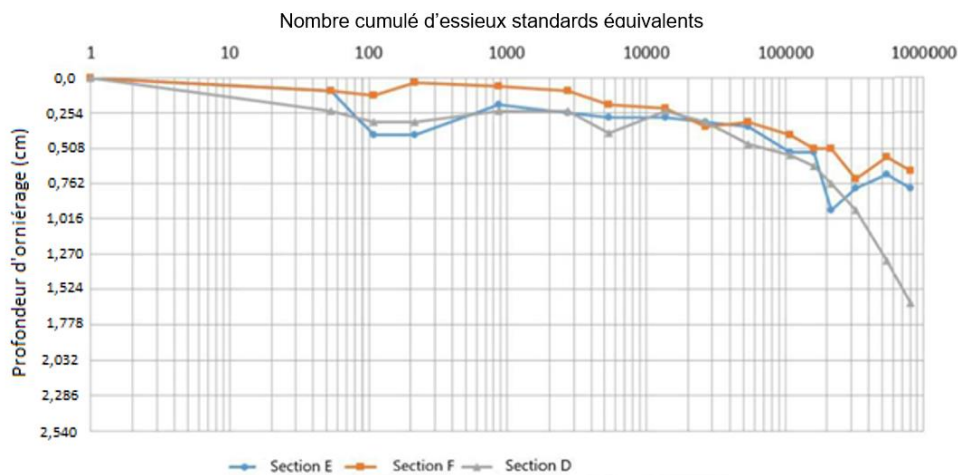


Figure 7. Effets du trafic pour les sections sur une plateforme d'indice CBR 6%

6. Amélioration du module des agrégats stabilisés

Le module de l'agrégat non lié est fonction de l'état de contrainte. Lorsqu'un agrégat bien classé non lié est placé et compacté sur une couche de géogrille hexagonale rigide, les particules d'agrégat s'emboîtent dans les ouvertures de la géogrille et sont confinées par ses nervures rigides. Un composite géogrille / agrégat est créé, dans lequel la retenue latérale fournie par la géogrille réduit la déformation et augmente les contraintes principales agissant sur un agrégat, augmentant ainsi la rigidité de la couche par rapport à la même couche sans géogrille.

Ce phénomène a été confirmé par des tests en laboratoire. Kwon et coll. (2012) ont utilisé une combinaison de tests AASHTO T307 (Determining the resilient modulus of soils and aggregates) et NCHRP 598 (Repeated load permanent deformation) pour tester des échantillons de gravier limoneux stabilisés et non stabilisés. Une augmentation du module de 5% à 20% a été observée dans les échantillons stabilisés par géogrille hexagonale.

Des tests de module de résilience sur le terrain menés avec le système APLT (Automated plate load test) ont également confirmé une augmentation du module des couches d'agrégats stabilisés par géogrille. L'APLT est un appareil conçu pour mesurer le module élastique in situ et la déformation permanente d'une couche sous un très grand nombre de cycles de charge. De nombreux tests ont démontré une augmentation du module de 5% à 30% des sections stabilisées par géogrille par rapport aux sections témoins non stabilisées (White, 2014a ; White, 2014b).

7. Rétro-calcul du module de couche

Des calculs rétrospectifs des résultats d'essais ont été effectués avec une méthode mécanique-empirique pour estimer l'amélioration nécessaire du module d'agrégat qui entraînerait une durée de vie de la chaussée similaire à la durée de vie des sections observées dans les essais APT. Au départ, la manière la plus simple de modifier le MCMEC semblait être de supposer une augmentation du module de la couche d'agrégats suite à une stabilisation avec une géogrid hexagonale.

Le mécanisme de rupture décisif de toutes les sections testées était la déformation permanente de la chaussée. Dans de nombreuses fonctions de transfert utilisées dans le monde, une profondeur d'orniérage de 12 à 12,5 mm est considérée comme représentant une défaillance de la chaussée. Dans quatre des six sections d'essai décrites ci-dessus, la profondeur de l'ornière a atteint au moins 0,5 pouce (~ 12,5 mm), et dans les deux autres sections, le trafic pour atteindre cette profondeur de l'ornière peut être extrapolé. Par conséquent, il était possible d'étalonner les paramètres des couches stabilisées par géogrid de manière à ce que les résultats des calculs correspondent aux résultats des tests.

Les sections de chaussée ont été modélisées dans le programme d'analyse des chaussées élastiques multicouches ERAPAVE, en utilisant les paramètres suivants :

couches d'enrobé : $E = 3000$ MPa, $\nu = 0,30$

base de granulats broyés : $E = 200$ MPa, $\nu = 0,30$

Les épaisseurs des couches ont été tirées des rapports d'essais (Jersey et al., 2012 ; Norwood et al., 2014 ; Robinson et al., 2017) en tant qu'épaisseurs telles que construites, mesurées à partir d'exhumations de chaussées post-test. De plus, la résistance de la fondation n'a pas été prise comme l'indice CBR nominal de 3 et 6%, les valeurs réelles mesurées pendant la construction de la section ont été utilisées. Les valeurs d'indice CBR à E2 ont été recalculées avec l'équation suivante :

$$E2 = I_{\text{CBR}} * 10 \text{ [MPa]}$$

On a supposé que le coefficient de Poisson pour le sol de fondation était de 0,35.

La charge à l'essieu a été modélisée pour refléter la charge réelle appliquée pendant l'essai. La charge totale de l'engrenage d'essai était de 89 kN, appliquée à deux roues jumelées. La distance entre les roues étant de 117 cm, chaque passage de roue peut être traité comme une charge distincte. La distance entre les pneus de chaque roue double était de 35,6 cm et la pression de contact était de 827 kPa.

En vue de la présentation des résultats dans les rapports d'essai, la charge réelle a été recalculée en ESAL (charge d'essieu standard équivalente), avec un facteur de 2,08 (chaque charge réelle des engrenages équivaut à 2,08 charges d'essieu standard équivalentes à 80 kN). En vue des calculs présentés dans cet article, les résultats ont été recalculés pour obtenir le nombre de charges réelles des engrenages, puis divisés par 2 pour obtenir le nombre de charges réelles sur deux roues.

La première étape du calcul rétrospectif a été l'étalonnage pour choisir la fonction de transfert (TF) d'orniérage de fondation la plus appropriée. Différents TF utilisés dans le monde donnent généralement des résultats différents pour une déformation verticale donnée. La durée de vie calculée d'une même chaussée peut différer d'un ordre de grandeur.

Les calculs initiaux ont été effectués avec les TF d'orniérage de fondation suivant :

Asphalt Institute 12,5 mm d'orniérage de fondation

Austroroads 95% 12 mm d'orniérage de fondation

TRRL 10 mm d'orniérage de fondation

Fondation sud-africaine SAPEM 10 mm d'orniérage

Nottingham University

La meilleure concordance entre les résultats des calculs et les résultats des tests a été obtenue en utilisant la fonction de transfert d'orniérage de fondation Asphalt Institute de 12,5 mm. Toutes les autres fonctions de transfert (TF) utilisés ont abouti à une durée de vie beaucoup plus élevée que celle observée lors des tests, les Austroroads TF entraînant une durée de vie maximale.

La fonction de transfert (TF) est donnée par la relation :

$$\varepsilon = k * (1/N)^m$$

où :

ε - déformation de compression verticale en haut de la fondation

N - nombre de charges par essieu pour atteindre une profondeur d'orniérage de 12,5 mm

k = 0,0105

m = 0,223

Le tableau 1 montre les détails de l'épaisseur des couches et de la résistance de la sous-couche des sections analysées, ainsi que la durée de vie de la chaussée observée pendant l'essai et calculée à nouveau. Trois sections de contrôle non stabilisées ont été vérifiées pendant le processus d'étalonnage.

Tableau 1.

Section	Couche de forme Indice CBR [%] – E_{v2} [MPa]	Couche de base [cm]	Enrobé [cm]	Nombre d'essieux standard équivalent pour 12,5 mm d'orniérage	Nombre de charges réelles des engrenages jusqu'à 12,5 mm	Déformation verticale sur le dessus de la couche de forme [μ déformation]	Nombre de charges d'engrenage jusqu'à une profondeur d'orniérage de 12,5 mm - Enrobé Institut TF
B	2,9 – 17,4	20,5	5,1	5400	1298	1934	1946
C	2,8 – 16,8	20,1	7,6	12640	3038	1652	3946
D	5,9 – 35,4	19,6	10,2	500000	120192	914	56089

8. Conclusion

La géogrille à maille hexagonale mise au point grâce à plus de 40 années de recherche et développement permet de réduire les épaisseurs de matériaux granulaires de plus de 30 à 40% dans les projets de stabilisation, et d'augmenter la durée de vie des ouvrages réalisés. Les tests à grande échelle effectués montrent qu'elle permet également de réduire les couches d'enrobés, ou d'augmenter la durée de vie d'un enrobé, à épaisseur égale. Cette alternative au tout granulaire, simple à mettre en œuvre, économique et écologique donne satisfaction à des entreprises en quête de solutions techniques fiables, éprouvées, et financièrement adaptées.

9. Références

- Chaddock H.J. (1985). Deformation of a haul road reinforced with a geomesh, Proc. 2nd Symp. On unbound aggregates in roads, University of Nottingham.
- Guide technique, Réalisation des remblais et des couches de forme, *Fascicule 1, principe généraux*, SETRA – LCPC.
- Guide technique, Réalisation des remblais et des couches de forme, *Fascicule 2, Annexes techniques*, SETRA – LCPC.
- Huang H., Kwon J., Liu S., Giu T. (2017). Comparative Evaluation of Particle Movement in a Ballast Track Structure Stabilized with Biaxial and Multiaxial Geogrids - Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board.
- Jersey S.R., Tingle J.S. (2009). Cyclic plate testing of geogrid reinforced highway pavements. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center
- Mazurowski P., Buckley J., Kawalec J. (2019). Modification of mechanistic-empirical pavement design method to incorporate the influence of hexagonal stabilisation geogrids. 18th AAPA International Flexible Pavements Conference 2019; Sydney, New South Wales, Australia.
- Michaux J.L., Brochier P., Mekkaoui A. (2019). Stabilisation par géogrille à mailles triangulaires, *12èmes Rencontres Géosynthétiques*,

SUIVI DE DÉFORMATIONS DYNAMIQUES DE GÉOGRILLES DANS UNE PLATEFORME FERROVIAIRE

MONITORING OF DYNAMIC STRAINS IN GEOGRIDS EMBEDDED IN A RAILWAY TRACKBED

Olatoude Alexandre YABA^{1,2}, Fabrice EMERIAULT², Oriane JENCK², Jean-François FERELLE¹, Amine DHEMAIED¹

1 SNCF Réseau, DGII – VA – CIR, 6 av. F. Mitterrand, 93574 La Plaine St Denis, France

2 Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble, France

RÉSUMÉ – Dans le cadre de la réhabilitation des lignes ferroviaires classiques (vitesse ≤ 220 km/h), SNCF Réseau propose d'intégrer l'utilisation de géogrilles afin d'optimiser et adapter le dimensionnement des structures d'assises à l'évolution du trafic. Ainsi plusieurs expérimentations ont été mises en place pour étudier le comportement de géogrilles sous conditions opérationnelles et quantifier leur apport en termes d'amélioration de portance et de limitation de tassements. Cette communication présente la mise en place et les résultats préliminaires d'une telle expérimentation.

Mots-clés : géogrilles, déformations, instrumentation, sous-couche, trafic ferroviaire.

ABSTRACT – As part of ongoing efforts to renew conventional railway lines (speed ≤ 220 km/h), SNCF Réseau proposes to integrate the use of geogrids to optimize and adapt the design of railway trackbeds to new types of traffic. Thus, several experiments have been set up to study the behaviour of geogrids under operational conditions and to quantify their contribution in terms of improved bearing capacity and limitation of settlements. This paper presents the implementation and preliminary results of such an experiment.

Keywords: geogrids, strains, monitoring, subballast, rail traffic.

1. Introduction

L'augmentation du trafic ferroviaire et des vitesses de circulation imposent de grandes charges cycliques sur les plateformes (couche intermédiaire ou sous-couche et couche de forme). Ce phénomène, qui contribue à l'apparition de défauts de géométrie, est particulièrement présent sur les lignes classiques (vitesse ≤ 220 km/h) du Réseau Ferré National (RFN). Les défauts géométriques engendrés peuvent impacter la sécurité des trains et le confort passager. Ainsi, la SNCF s'est engagée dans d'importants efforts de régénération des lignes classiques. L'utilisation de géosynthétiques, plus particulièrement de géogrilles, permettrait de réaliser ces travaux plus rapidement tout en réduisant les volumes de matériaux nécessaires et en garantissant la durabilité des ouvrages. Les géogrilles présentent des ouvertures de maille de tailles et formes variées. Posées à l'interface de sols granulaires, elles permettraient d'améliorer les propriétés mécaniques de ces sols par verrouillage mécanique des grains dans les mailles (Carroll, 1988).

À l'heure actuelle, les connaissances sur le comportement mécanique des géogrilles et leur apport sous conditions opérationnelles dans le domaine ferroviaire sont limitées, surtout dans le contexte du Réseau Ferré National Français. La majorité des études dans le domaine se focalisent sur l'interaction des géogrilles avec le ballast. Ces études ont montré l'efficacité des géogrilles pour la réduction de l'usure et des tassements du ballast (Horníček et al., 2017 ; Nimbalkar et Indraratna, 2016 ; Lenart et Klompaker, 2014 ; Fernandes et al., 2008 ; Sharpe et al., 2006). Néanmoins, elles ne permettent pas de tirer des conclusions satisfaisantes par rapport à l'amélioration des plateformes. De plus, pour plusieurs raisons, la pose d'une géogrille dans la couche de ballast ou directement en dessous, ne convient pas aux particularités du RFN (techniques de maintenance, trafic, etc.). D'où l'intérêt de mettre en place des expérimentations en conditions opérationnelles, pour quantifier les apports de géogrilles dans les couches sous ballast (sous-couche/couche de forme).

Cette communication présente le renouvellement, l'instrumentation et le suivi préliminaire d'un tronçon qui est équipé pour une mesure dynamique des déformations de deux géogrilles différentes et des contraintes imposées sur la plateforme au-dessus et en-dessous de ces géogrilles.

2. Le site instrumenté

Le site se trouve sur une ligne du réseau TER Bourgogne-Franche-Comté circulée à 120 km/h et recevant un trafic journalier de 3500 à 7000 tonnes équivalentes. Plus précisément, il est composé d'un tronçon qui longe un quai d'une quarantaine de mètres dans une gare de village. Cette gare a été choisie parmi les sites potentiels parce que, sur les quinze à vingt trains qui y circulent, un seul s'arrête par jour. Ainsi le site fournit un bon échantillon de trains pour les mesures dynamiques, tout en bénéficiant d'un accès facile et d'une alimentation stable en électricité.

Le site a été instrumenté dans le cadre de travaux de modernisation qui ont eu lieu sur la ligne au premier semestre 2020. Les études d'avant-projet ont mis en évidence, sur plusieurs tronçons, la présence de problèmes de drainage et d'une structure de faible portance sous ballast. Cette situation favorisait la remontée de fines par pompage hydraulique sous les sollicitations du trafic. Ainsi le renouvellement des composants de la voie (ballast et traverses), sans renouvellement de la plateforme (la couche intermédiaire, dans ce cas) aurait pu dégrader la situation. Il a donc été proposé de purger jusqu'à 35 cm sous le fond de dégarnissage du ballast et de poser un géotextile de séparation/filtration, une géo grille et 35 cm de sous-couche en Graves Non-Traitées GNT (granulométrie de 0 à 31,5 mm). Ainsi une excellente occasion s'est présentée pour instrumenter un des tronçons concernés afin d'étudier son comportement sous conditions opérationnelles.

Le tronçon a été scindé en trois zones (Figure 1). Deux zones ont été équipées avec des géo grilles (GGR1 et GGR2) et une zone a été laissée sans géo grille, pour servir de référence. Au total, il y a huit sections instrumentées, trois pour chacune des géo grilles (S1, S2 et S3) et deux pour la zone de référence (REF_2 et REF_2).

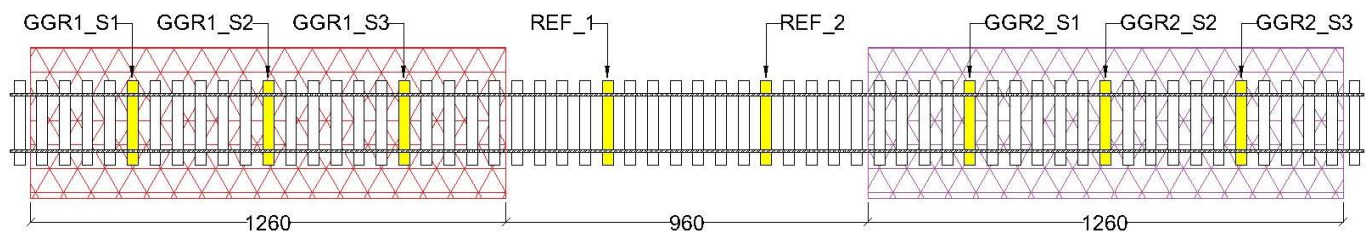


Figure 1. Configuration du site (valeurs en cm, 60cm entre axes de traverses)

Les deux géo grilles sont constituées de polypropylène étiré à maille triangulaire ayant une hauteur hexagonale de 80 mm (Figure 2), et 100 % d'efficacité de nœud (cf. European Organisation for Technical Approvals, 2017). Les seules caractéristiques qui différencient les deux géo grilles sont les rigidités radiales sécantes à 0,5 % et 2 % d'élongation. Elles sont de 480 kN/m et 360 kN/m respectivement pour la GGR1 et de 360 kN/m et 250 kN/m respectivement pour la GGR2 (avec un protocole expérimental quasi-statique). Ces deux géo grilles ont été sélectionnées afin d'étudier l'influence de la raideur sur les performances dans une plateforme donnée. Notons qu'un géotextile de séparation/filtration a été posé en fond de fouille sur tout le tronçon, la zone de référence y compris.

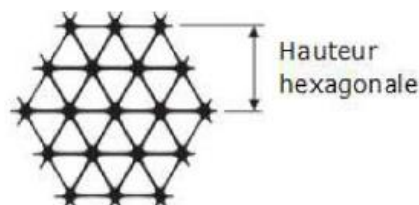


Figure 2. Géogrille à maille triangulaire

Le sol-support (sol naturel) est constitué de matériau sablo-limoneux avec des poches de gravier alluvionnaire roulé. Des essais de portance ont été réalisés sur le fond de purge à l'aide d'une plaque dynamique légère (minidynTM). Ils ont confirmé que le sol-support est de faible portance. La minidynTM a une plaque de diamètre 30 cm, transmet 98,1 J au sol à chaque coup et est capable de mesurer des modules de 10 à 80 MPa (Rincent ND Technologies, 2017). Sur les 60 essais réalisés à la réception du fond de fouille, 45 ont mesuré une portance (Module E_{v2}) inférieure à 30 MPa, ce qui signifie que l'arase terrassement est classifiée « impropre en l'état à supporter toute structure de voie » selon le référentiel

SNCF. La Figure 3 présente toutes les valeurs mesurées. On constate qu'il y a plusieurs valeurs anormalement élevées (> 30 MPa), surtout sur la partie gauche du tronçon ; elles résultent de la présence de poches de gravier. En excluant ces valeurs, on obtient une portance moyenne de 23,92 MPa avec un écart type de 4,75 MPa.

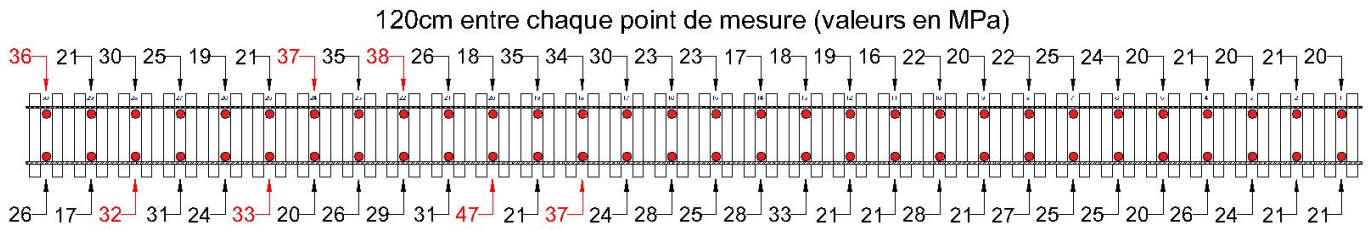


Figure 3. Portance du site (60cm entre axes de traverses)

Chaque géogrille a été instrumentée avec neuf jauges de déformation, collées sur des brins transversaux tel qu'illustré sur la Figure 4. À chaque section, les jauges ont été positionnées : a) dans l'axe de la voie, à 762 mm de chaque rail (GGRx_Sx_1) ; b) dans un axe intermédiaire, à 187 mm du rail extérieur (GGRx_Sx_2) ; c) sous le rail extérieur (GGRx_Sx_3). L'axe intermédiaire représente la position où l'on peut attendre une contrainte médiane entre celle appliquée sous le rail et celle appliquée dans l'axe de la voie, au passage d'un train. Les rectangles sur la figure représentent les traverses.

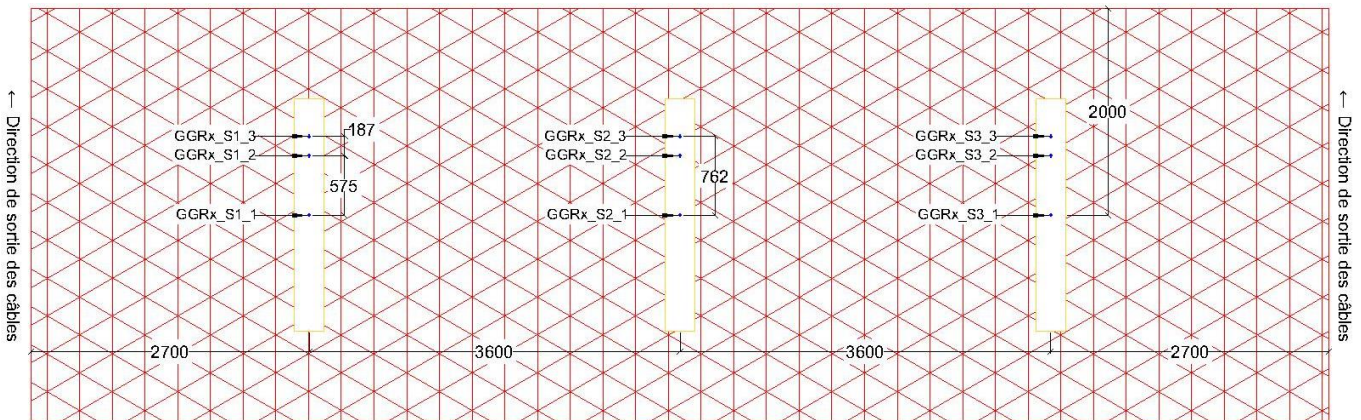


Figure 4. Schéma de collage des jauges de déformation (valeurs en mm)

Les retours d'expérience d'un site précédent ont révélé que les variations de température sont à l'origine d'une grande partie des déformations irréversibles de ce type de géogrille. Des sondes de température de type PT100 ont donc été placées entre le géotextile et la géogrille, à chaque section de mesure, pour permettre la compensation des écarts de mesure dus aux variations de température.

Des cellules de pression totale ont été enterrées à 100 mm en-dessous et/ou à 200 mm au-dessus de la géogrille, en fonction de la section de mesure. En effet les cellules de pression totale sont : a) absentes aux sections GGR1_S1 et GGR2_S3 ; b) présentes uniquement sous la géogrille aux sections GGR1_S3 et GGR2_S1 ; c) et présentes aux deux positions aux quatre autres sections. Ainsi nous avons les coupes illustrées sur la Figure 5.

Tous les capteurs ont été branchés sur une centrale d'acquisition CRONOSflex (imc Test & Measurement GmbH) équipée d'un système de télétransmission pour permettre un suivi à distance. La centrale fait un échantillonnage à 2000 Hz en continu et enregistre les données lorsque l'approche d'un train est détectée par des ponts de jauges collés sur les rails de part et d'autre du tronçon instrumenté. Ces ponts de jauges (Pont Q) permettent également de mesurer les charges aux essieux des trains en utilisant un algorithme développé par le service de mesure en voie de SNCF Réseau (DGII-VA-T3). L'enregistrement est arrêté quelques secondes après le passage du dernier essieu.

La chaîne de mesure a été conçue grâce aux retours d'expérience d'une expérimentation précédente (Yaba et al., 2020) qui était inspirée par des travaux réalisés en Australie (Anantanasakul et al., 2012) et en Slovénie (Lenart et Klompaker, 2014). Elle sera complétée par des mesures de

déflexion dynamique des rails et des traverses (déflexions au passage de trains), à des intervalles de quatre à six mois. Les caractéristiques des capteurs sont résumées dans le Tableau 1.

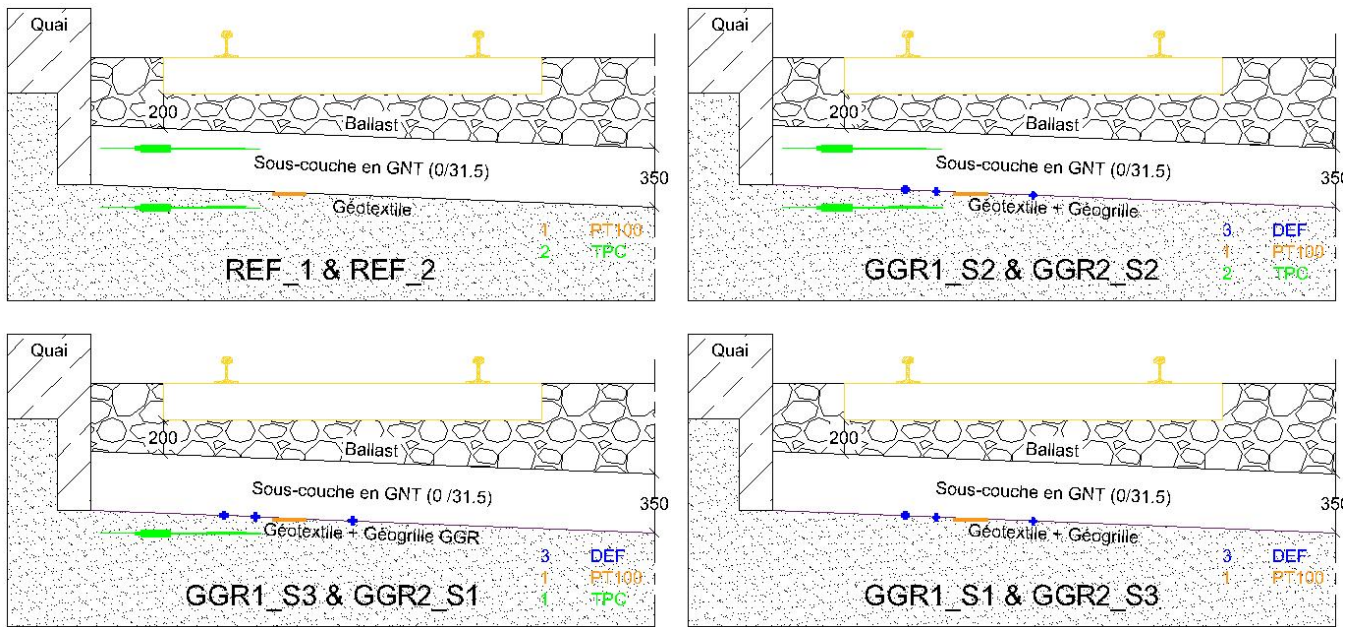


Figure 5. Coupes transversales des sections de mesure (valeurs en mm)

Les travaux sur le tronçon ont consisté à : 1) réaliser des déblais jusqu'à la cote -55 cm sous le niveau inférieur des traverses (NIT) futures; 2) niveler le fond de fouille en imposant une pente de 4% vers l'axe de la voie (drainage sur la voie connexe) ; 3) lisser le fond de fouille avec un compacteur de type Bomag BW75H ; 4) réceptionner le fond de fouille via des essais de portance; 5) dérouler un géotextile sur le fond de fouille et les géogrilles instrumentées sur le géotextile (en vérifiant l'alignement des sections de mesure); 6) réaliser une sous-couche en GNT 0/31,5 mm de 35 cm d'épaisseur (posée en deux couches de 20 cm et 15 cm respectivement) et compactée entre 97% et 100% de l'Optimum Proctor; 7) poser les composants de la voie (ballast, traverses et rail) et faire les travaux de finition.

Les travaux d'instrumentation ont dû être intégrés dans la méthodologie décrite ci-dessus. Pour réussir cette intégration, il a fallu travailler étroitement avec DGII-VA-T3, l'équipe de maintenance du réseau Bourgogne-Franche-Comté et l'entreprise travaux pour: 1) planifier les opérations durant les six mois qui ont précédé le chantier ; 2) faire livrer les géogrilles instrumentées et le reste du matériel sur site ; 3) monter la centrale d'acquisition pendant la dépose des composants de la voie ; 4) réaliser les essais de portance, creuser les tranchées et poser les cellules de pression totale dans le sol support, pendant la réception du fond de fouille; 5) dérouler le géotextile et les géogrilles instrumentées ; 6) acheminer les câbles dans des goulottes jusqu'à la centrale d'acquisition ; 7) poser les cellules de pression totale après le compactage de la première couche de GNT; 8) brancher l'ensemble des capteurs enterrés sur la centrale d'acquisition, pendant la pose des composants de la voie, et vérifier l'état de chaque capteur ; 9) installer les ponts de jauge après les opérations de bourrage et de réglage du ballast.

Ces travaux ont eu lieu en mars 2020, sauf la dernière étape qui a eu lieu en mai 2020 (après l'interruption des travaux dû au confinement imposé durant la crise de la Covid19). Des travaux de finition ont continué sur d'autres tronçons jusqu'à la réouverture de la ligne à la fin du mois de juillet 2020.

Tableau 1. Caractéristiques des capteurs utilisés

Type de capteur	Producteur	Désignation	Gamme de mesure	Précision	Résolution	Gamme de Températures
Jauge de déformation	Kyowa	KFGS-1N-120-C1-11 N15C2	±5%	0,02 µm/m	0,001 µm/m	-196 à +150 °C
Sonde de température	RS-Pro	Sonde PT100	-20 à +200 °C	±0,15 °C	0,01 °C	-20 à +200 °C
Cellule de pression totale	Telemac	TPC 229 mm	0 à 500 kPa	±1,25 kPa	0,05 kPa	-50 à +150 °C

3. Résultats préliminaires

L'instrumentation est prévue pour dix années, de manière à analyser l'évolution du comportement de chaque géogrille à long terme. Une analyse à long-terme permettra également de vérifier la stabilisation des deux zones équipées en géogrilles par rapport à la zone de référence et de déterminer l'influence de la raideur de chaque géogrille. Ainsi les résultats présentés ci-dessous, qui sont à très court terme, visent principalement à valider la chaîne de mesure plutôt que l'efficacité des géogrilles.

À la rédaction de cette communication, les passages d'environ mille trains ont été enregistrés. Dans la suite, les résultats seront illustrés par des figures représentant le passage du tout premier train, un TER autorail B 81500 4 caisses (Figure 6) circulant à environ 115 km/h. La convention géotechnique sera utilisée pour toutes les figures (extension négative et compression positive).



Figure 6. Autorail B 81500 4 Caisses

Sur la Figure 7, les colonnes de gauche et de droite correspondent à GGR1 et GGR2 respectivement. Chaque colonne est ordonnée par section de mesure S1, S2 et S3 de haut en bas. Pour rappel, à chaque section, les jauges sont numérotées (1, 2 et 3) de l'axe de la voie vers le rail extérieur (voir Figure 4). Notons que le train circule de gauche à droite (avec la référence d'orientation de la Figure 1).

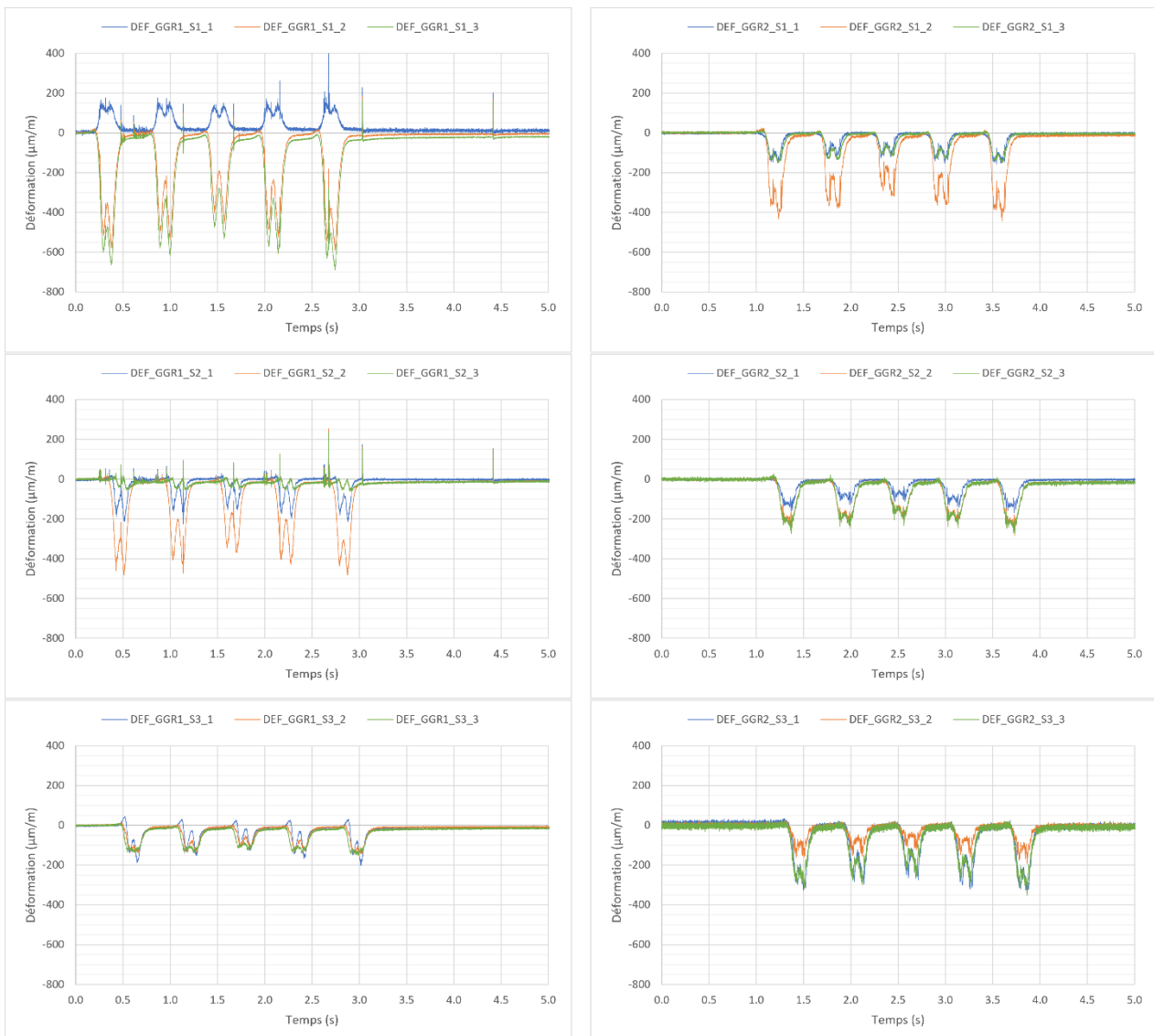


Figure 7. Déformations des géogrilles au passage d'un train (GGR1 à gauche et GGR2 à droite)

D'abord, on constate que les jauges de déformations mesurent bien les sollicitations dues au passage du train. Sur la Figure 7, on voit effectivement les pics d'extension de chaque brin instrumenté, provoqués par le passage de chaque essieu au-dessus du brin concerné. Toutes les valeurs sont d'un ordre de grandeur raisonnable vis-à-vis des caractéristiques des géogrilles (200 à 1000 $\mu\text{m}/\text{m}$), sachant qu'une corrélation directe ne peut être faite parce que les déformations sont influencées par les effets dynamiques du passage.

On remarque que les signaux présentent beaucoup de bruit au début du tronçon (GGR1_S1 et GGR1_S2). Le signal à la fin du tronçon (GGR2_S3) présente aussi un peu de bruit. La première section (GGR1_S1) est particulièrement remarquable parce que les passages des essieux provoquent des compressions (du brin) dans l'axe de la voie. Ce comportement a été observé sur plusieurs trains. Sa cause n'a pas encore été clairement identifiée, mais il est vraisemblable que le comportement observé en début et en fin du tronçon puisse être dû aux transitions de la plateforme. En effet, le train passe d'une ancienne plateforme (matériaux originaux compactés) à la plateforme entièrement refaite (début du tronçon) puis à un passage à niveau refait (fin du tronçon). Cela pourrait engendrer des effets dynamiques qui perturbent les mesures.

La Figure 8 montre les surcharges mesurées dans la sous-couche (xxx_H, au-dessus de la géogrid) et dans le sol-support (xxx_B, en-dessous de la géogrid) lors du passage du train. Le décalage des signaux en fonction du temps pour les différentes sections de mesure, permet de vérifier le sens de circulation du train et de confirmer sa vitesse.

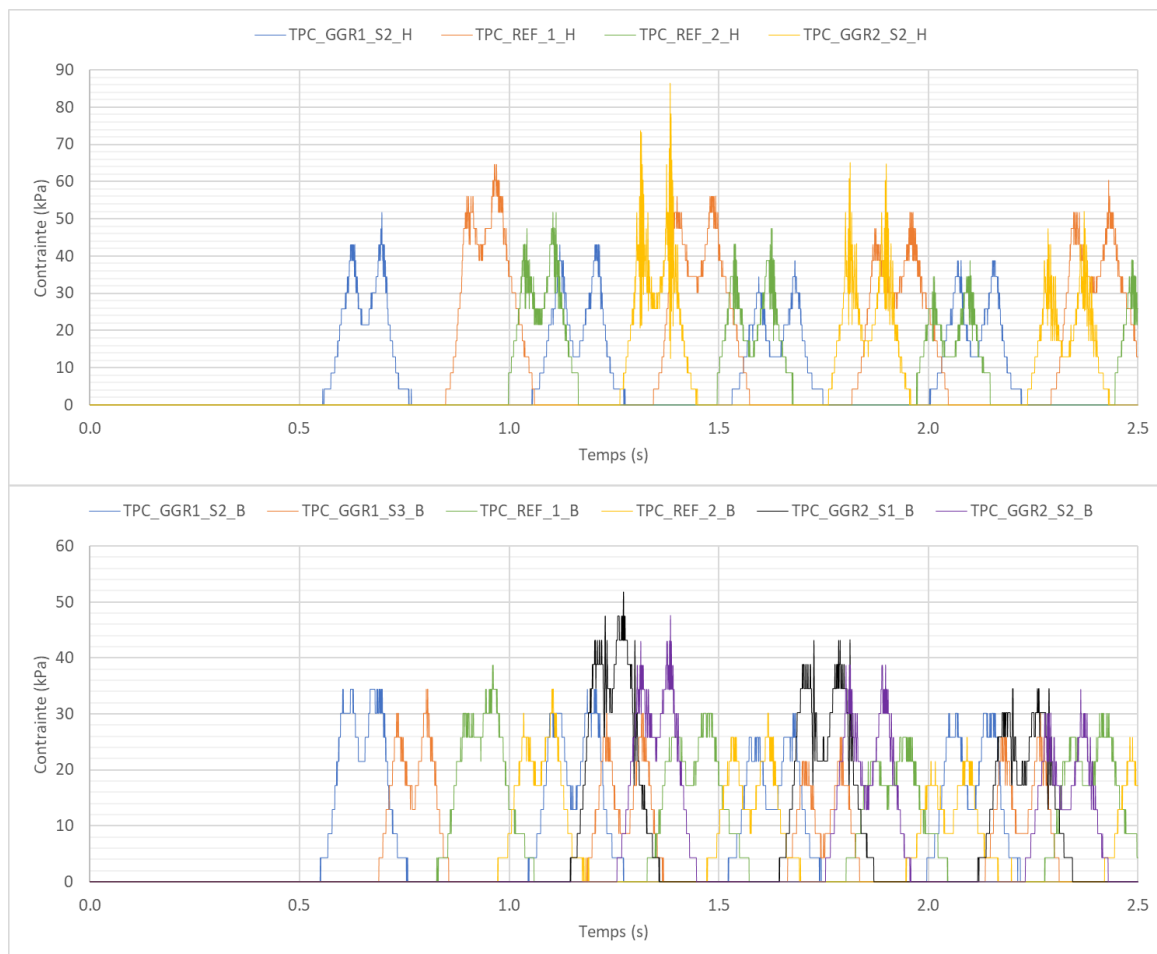


Figure 8. Variations des contraintes au-dessus (haut) et en-dessous (bas) des géogrilles

On remarque que, à chaque niveau, il n'y a pas de différence marquée entre les sections équipées de géogrid et les sections de référence. Les surcharges sont toutes dans l'ordre de grandeur attendu ; 50 à 100 kPa pour la sous-couche et 20 à 50 kPa pour le sol-support. Néanmoins, les sections GGR2_S1 et GGR2_S2 présentent quelques pics particulièrement élevés. En excluant les pics anormalement élevés (dans la zone GGR2) on obtient des pics moyens d'environ 55 kPa et 32 kPa dans la sous-couche et le sol-support respectivement. La cause des pics élevés pour dans la zone GGR2 n'est pas encore connue. Aucune hypothèse satisfaisante n'a été retenue lors de la rédaction de cette communication.

Pour les sections qui comprennent deux cellules de pression totale, les signaux générés par le premier bogie ont été nettoyés et recentrés pour aligner leurs pics (Figure 9). Cela facilite la visualisation du phénomène de dissipation de charge. Il pourrait être surprenant de constater que la dissipation semble plus prononcée aux sections de référence qu'aux sections équipées de géogrille, mais cela est normal. La présence d'une géogrille est censée réduire la contrainte verticale dans la sous-couche et augmenter la contrainte latérale en réduisant les déplacements latéraux (Perkins, 1999). Cependant, le taux élevé de bruit sur le signal TPC_GGR2_S2_H empêche d'affirmer cette supposition à l'heure de la rédaction de cette communication. Notons également que plusieurs milliers de cycles de chargement sont probablement nécessaires pour atteindre une mobilisation complète des géogrilles.

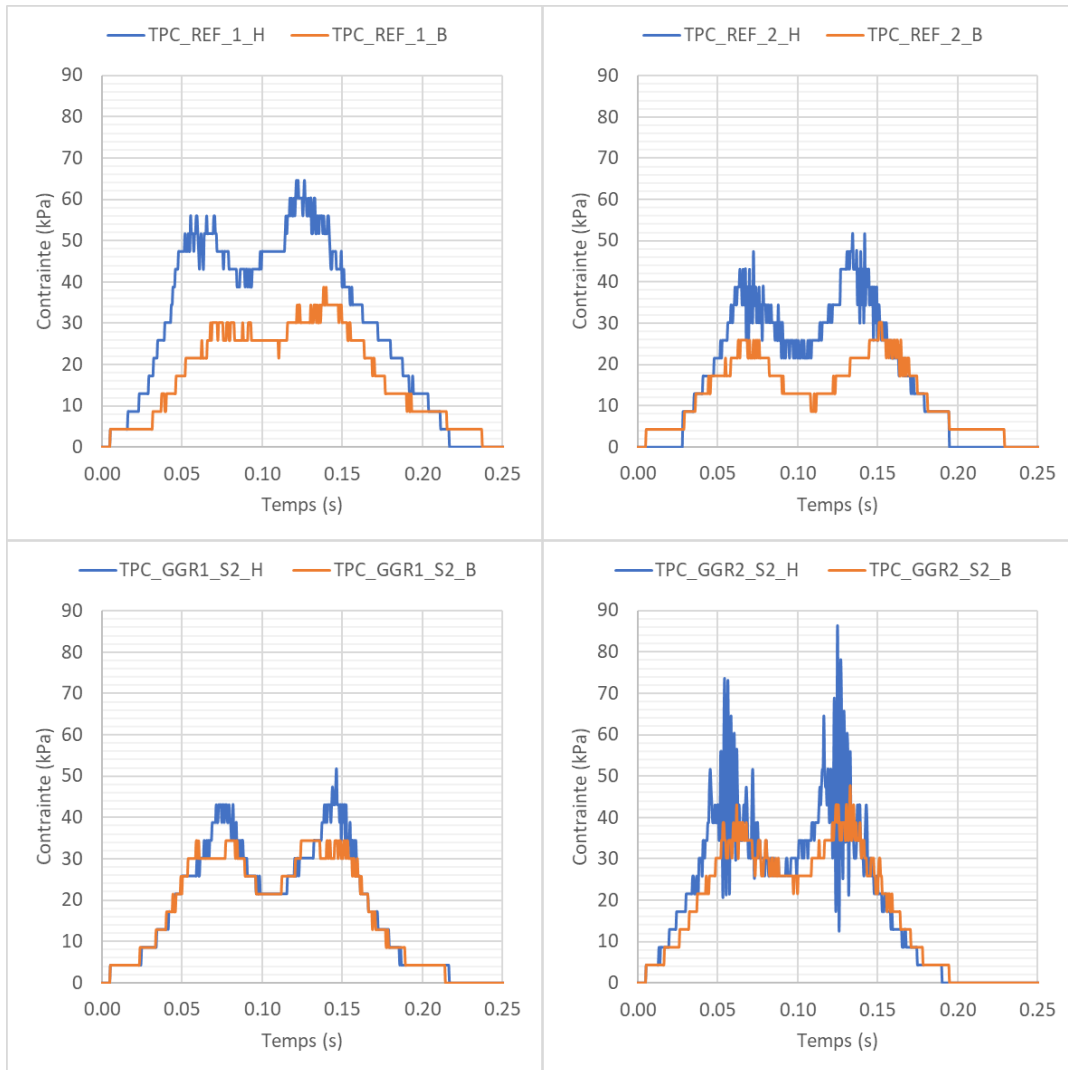


Figure 9. Comparaison des pics de contrainte sur les sections équipées de deux TPC

4. Conclusions

La mise en place de cette instrumentation a été un succès. Une analyse préliminaire des mesures a confirmé le bon fonctionnement de la chaîne de mesure. Il est désormais nécessaire d'effectuer une analyse approfondie des enregistrements (environ 30 Go de données brutes par mois) en appliquant des méthodes statistiques combinées avec les outils de la data science.

L'analyse des enregistrements durant les prochains mois fournira suffisamment de recul pour comprendre comment les géogrilles sont mobilisées aux passages des trains et comparer les performances des deux géogrilles. À long-terme, cette analyse permettra de statuer sur la pertinence de l'utilisation de géogrilles pour le renouvellement des plateformes ferroviaires, sur l'importance de leur rigidité pour cette application et sur la durée de service qu'on pourrait espérer.

5. Références bibliographiques

- Anantanasakul P., Indraratna B., Nimbalkar S., Neville T. (2012). Field monitoring of performance of ballasted rail track with geosynthetic reinforcement. 11th Australia - New Zealand Conference on Geomechanics: Ground Engineering in a Changing World (pp. 241-246). Melbourne: Australian Geomechanics Society and the New Zealand Geotechnical Society.
- Carroll R. (1988). Specifying geogrids. *Geotechnical Fabrics Report*, 6(2).
- European Organisation for Technical Approvals. (2017). Non-reinforcing hexagonal geogrid for the stabilization of unbound granular layers by way of interlock with the aggregate, Technical Report TR041, 25p. Brussels.
- Fernandes G., Palmeira E., Gomes R. (2008). Performance of geosynthetic-reinforced alternative sub-ballast material in a railway track. *Geosynthetics International*, 15(5), 311–321. doi:10.1680/gein.2008.15.5.311
- Horníček L., Břešťovský P., Jasans P. (2017). Application of geocomposite placed beneath ballast bed to improve ballast quality and track stability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 236(1), pp. 012039. doi:10.1088/1757-899X/236/1/012039
- Lenart S., Klompmaker J. (2014). Geogrid reinforced railway embankment on soft soil – Experiences from 5 years of field monitoring. 10th International Conference on Geosynthetics. Berlin: IGS.
- Nimbalkar S., Indraratna B. (2016). Improved performance of ballasted rail track using geosynthetics and rubber shockmat. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(8), 04016031-1 - 04016031-13.
- Perkins S. W., Edens M. Q. (2003). Finite element modeling of a geosynthetic pullout test. *Geotechnical and Geological Engineering*, 21(4), 357–375. <https://doi.org/10.1023/B:GEGE.0000006053.77489.c5>
- Rincent ND Technologies. (2017, Avril). Plaque dynamique légère Manuel d'utilisation, 30p. Courcouronnes, France.
- Sharpe P., Brough M., Dixon J. (2006). Geogrid trials at coppull moor on the west coast main line. *Railway Foundations. International Conference on Railway Foundations* (pp. 367-375). Railfound 6.
- Yaba O., Emeriault F., Jenck O., Ferelle J.-F., Dhemaied, A. (2020). Suivi in situ du comportement d'une géogrid dans une plateforme ferroviaire. 10èmes journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur. Lyon.

INDEX DES AUTEURS

A

Agenau T. 179
Al Heib M. 9, 41, 51
Amat B. 201, 253
Arathoon L. 63
Armani A. 201

B

Balland C. 51
Basar O. 253
Beaumier D. 211
Biniasz E. 179
Blond E. 211
Briançon L. 41, 51, 263
Brochier P. 283

C

Cao-Thanh M. 221
Castelli C. 121
Cazeaux F. 75
Chassagnac T. 221
Cortier B. 159
Courivaud J.-R. 159
Cowland J. 189
Czerepak A. 253

D

Daouadji A. 263
Delli Carpini M. 41
Delmas Ph. 9, 41, 51, 95, 241
De Mattos Vidal D. 273
Dhemaied A. 291
Duquet J.-B. 131

E

Eldridge J.J. 189
Émeriault F. 9, 41, 51, 291

F

Ferellec J.-F. 291
Forestier-Coste M. 63, 113

Fortin F. 231
Froissard P. 75

G

Gastaud S. 85
Gérard Y. 139, 231
Giroud J.-P. 189
Gisbert T. 75, 159
Guadagnin Moravia M. 273
Guillermin A.-L. 103

H

Hay M. 179
Heili V. 147
Hérault A. 95
Hoang V. 103

J

Jenck O. 291

K

Khoueiry N. 263

L

Lando T. 113
Lebon P. 231
Leray A. 179

M

Mattlin S. 121
Mekkaoui A. 283
Mention J. 75
Michaux J.-L. 283
Minet M. 75
Mollier T. 159
Monami A. 201
Monnet T. 51, 241
Muesser J. 131, 139

O

Ouvry J.-F. 113, 131, 139

P

Parenty A. 29
Poinclou C. 113
Potié G. 159

R

Riot M. 9, 41, 51, 241, 263

S

Samolewski W. 253
Sanchez Perez R. 169
Sarbach C. 179
Savoye D. 121
Scuero A. 189
Sindin P. 179
Stoltz G. 147

T

Termisien M. 103
Tomala P. 253

V

Vaschetti G. 189
Villard P. 9, 41, 51, 273

W

Wohlhuter T. 159

Y

Yaba O.A. 291

Z

Zanzinger H. 201