

RENFORCEMENT DE FOND D'ALVÉOLES D'ISDND SUR ALÉAS GÉOLOGIQUES

REINFORCEMENT IN A MUNICIPAL WASTE DUE TO SOME GEOLOGICAL HAZARDS

Jean-Frédéric OUVRY¹, Baptiste PAGE², Johann BRUHIER³

¹ Antea Group, Olivet, France

² Antea Group, Arcueil, France

³ Huesker France SAS, Gresswiller, France

RÉSUMÉ – Lors des travaux de terrassement d'un casier d'ISDnd, il a été observé et confirmé par géophysique la présence d'aléas géologiques sous forme de poches calcaires solubles. Ces hétérogénéités observées présentent un risque de tassement différentiel des couches constituant la barrière passive de l'ISDnd. Pour garantir les objectifs d'imperméabilité nécessaires, un dispositif à base de géogrille reprenant les efforts induits sur la couche peu perméable a été dimensionné. Cette utilisation assez particulière en fond de casier et la nécessité de limiter les coûts ont conduit le tiers expert à retenir un produit de renforcement bidirectionnel et à traiter les raccords entre lé par des coutures.

Mots-clés : ISDnd, aléa géologique, renforcement, géogrille, géomembrane.

ABSTRACT – During earthworks at the base of a municipal waste landfill, the presence of geological hazards in form of pockets of solvable calcareous substratum was observed. This discontinuity presents a risk for differential settlement of the layers forming the passive barrier of the landfill. To assure the guarantee of the required imperviousness, a geogrid reinforcement taking over the load imposed on the sealing layer was designed. The particular use of the reinforcement at the bottom of the landfill, the necessity to limit costs made the expert consultant to ask for a biaxial reinforcement product and to join adjacent reinforcement strips by sewing.

Keywords: Municipal waste, geological hazards, reinforcement, geogrid, geomembrane.

1. Introduction

Une installation de stockage de déchets non dangereux (ISDnd) exploitée par un grand groupe a confié en 2010 à Antea Group une mission de maîtrise d'œuvre pour la conception et le suivi des travaux d'extension du site.

Les travaux de la première alvéole ont démarré à la fin de 2011 et se sont prolongés jusqu'au mois de février 2012. Lors de cette phase de travaux, l'entreprise de terrassement a mis en évidence un aléa géologique.

Cet aléa géologique a d'abord été caractérisé et sa caractérisation a amené à prescrire une mesure compensatoire de renforcement de la barrière passive du casier et la rédaction d'un dossier de porter à connaissance destiné à la DREAL.

2. Contexte géologique et caractérisation de l'aléa géologique

2.1. Contexte géologique

La présence des matériaux calcaires fissurés était indiquée dans le DDAE (dossier de demande d'autorisation) à des profondeurs comprises entre 15 et 25 m par rapport au terrain naturel (TN).

Le rapport du bureau d'étude en charge du DDAE conclut par le paragraphe ci-dessous concernant la barrière de sécurité passive :

« Les sondages et essais de perméabilités réalisés ont mis en évidence concernant la barrière de sécurité passive :

- *Barrière passive à 10^{-9} m/s* : présence ponctuelle de terrains de très faible perméabilité dans les argiles et craies argileuses du Sénonien, mais de manière discontinue verticalement et spatialement ;
- *Barrière passive à 10^{-6} m/s* :

- présence de la barrière passive à 10^{-6} m/s dans les argiles et craies argileuses du Sénonien, sur toutes les zones investiguées du site. Les mesures effectuées dans ces formations indiquent des perméabilités majoritairement comprises entre 10^{-7} et 10^{-9} m/s (perméabilité maximale de $2,2 \cdot 10^{-7}$ m/s). Par ailleurs, les échantillons prélevés dans ces formations présentent une qualité du massif variable avec une fracturation peu marquée ;
- absence de barrière passive au niveau des Calcaires du Turonien sous-jacents, avec toutefois des perméabilités de l'ordre de 10^{-5} m/s.

Il apparaît donc que les formations Sénoniennes sont conformes du point de vue de la barrière de sécurité passive à 10^{-6} m/s, tandis que le toit du calcaire présente des perméabilités supérieures à 10^{-6} m/s. Pour la conception du projet, il a été choisi de ne pas implanter de casiers dans ces calcaires, la cote du fond de projet se trouvant au-dessus du toit du calcaire.

Compte tenu de la présence de la barrière passive (formations sénoniennes) présentant des perméabilités inférieures aux perméabilités de la barrière réglementaire à 10^{-6} m/s, il est possible de réduire l'épaisseur de cet horizon, sous réserve de réaliser une évaluation de l'équivalence en étanchéité passive de la barrière passive. Cette recommandation est particulièrement nécessaire en secteur Nord-Ouest du site dans la mesure où le toit du calcaire présente une remontée et que l'épaisseur du niveau argileux est plus faible. »

Sur la figure 1 la géologie présente sous le fond de forme des alvéoles est constituée (du haut vers le bas) :

- d'argiles correspondant à la formation des Argiles du Sénonien sur une épaisseur au point bas de 3 m environ,
- d'une formation appelée sur la coupe ci-dessous « Craie argileuse » et correspondant à la rencontre des deux formations : Craie Argileuse du Sénonien et la formation d'altération des calcaires du Turonien appelée argiles d'altération du Sénonien. Ces deux formations peuvent en effet présenter des hétérogénéités latérales et ne pas être continues. Au global, l'épaisseur reconnue est de 5 m environ ;
- de la formation des calcaires du Turonien, qui constituent le substratum du site, au moins présente sur 22 m reconnus par les investigations et pouvant présenter parfois des vides.

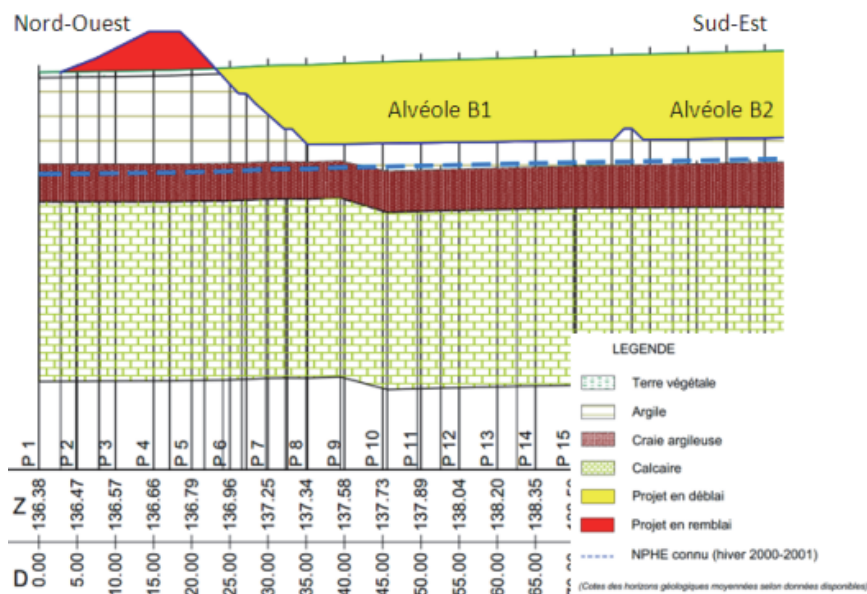


Figure 1. Coupe géologique et géotechnique.

2.2. Mise en évidence d'un aléa géologique

Les terrassements ont mis en évidence un aléa géologique correspondant en la présence de matériaux marno-calcaires fissurés à partir d'une profondeur de - 7 m/TN. Ces matériaux blanchâtres plus ou moins marneux et plus ou moins indurés sont apparus de façon disparate au fur et à mesure des terrassements en déblais. Une première zone de fissuration a été observée au niveau du point bas de l'alvéole. Deux autres zones de fissures ouvertes ont été constatées lors du terrassement de -5 à -10 m

par rapport au TN. Les terrassements ont été amenés jusqu'à la cote d'arase telle que prévue au projet, afin de caractériser l'aléa par la réalisation d'investigations complémentaires.

Les calcaires fissurés ne permettent pas de garantir une perméabilité inférieure à 10^{-6} m/s sur une épaisseur d'au moins 5 mètres comme exigé par l'Arrêté Préfectoral. Néanmoins le non respect de cette exigence n'est pas de nature à remettre en cause le Dossier de Demande d'Autorisation puisque ce fait était connu dès ce stade.

2.3. Caractérisation de l'aléa

À l'issue des terrassements et des observations faites, des investigations complémentaires ont été réalisées avec des reconnaissances géophysiques et des sondages. Les reconnaissances géophysiques ont pour objectif de localiser l'extension potentielle des zones de calcaires fissurés, les sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de foration ont pour objectif de confirmer ou non la présence de vides au droit des anomalies géophysiques.

Les investigations ont été réalisées en janvier 2012 par un bureau d'études spécialisé avec une méthode électromagnétique (EM34) et électrique (profils).

Cette méthode d'investigation a permis d'avoir les différents rendus suivants :

- des cartes électromagnétiques (EM34) pour les tranches de 0 - 3 m et de 0 - 7,5 m (figure 2);
- des profils de résistivités par imagerie électrique ;
- des imageries électriques en 3D du fond de l'alvéole sur 20 m de profondeur par rapport à la cote de fond (3 blocs de vues différentes) ;
- des imageries électriques réalisées à partir des données des profils électriques réalisés en fond d'alvéole à des cotes fixes choisies.

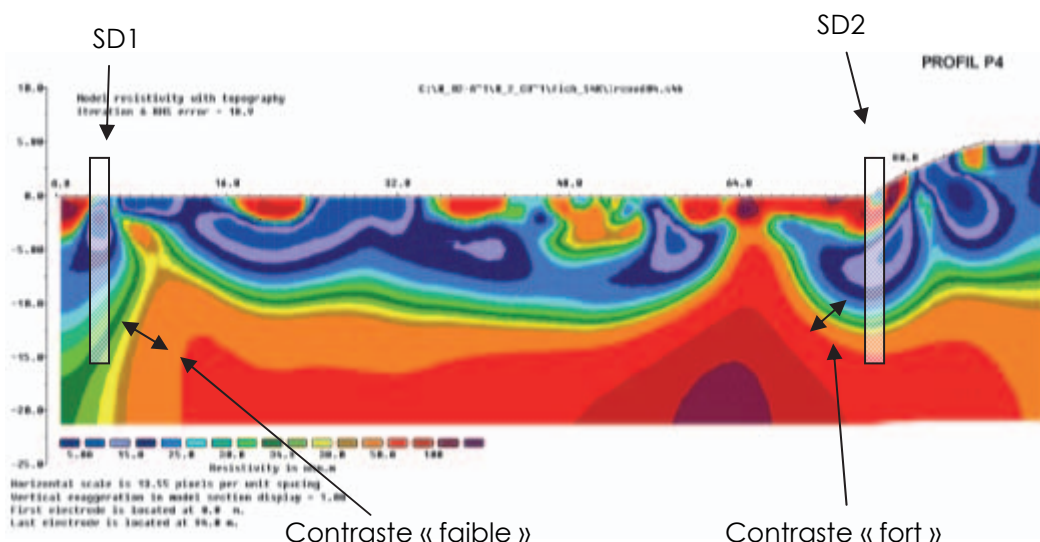


Figure 2. Profil de résistivité obtenu par méthode électromagnétique.

La distinction entre une couche potentiellement peu indurée ou un vide potentiellement comblé par des matériaux de remplissage, d'une part, et un vide potentiellement franc, d'autre part, est déduite des contrastes de résistivités mesurées :

- un vide potentiellement franc se caractérise par un fort contraste de résistivité,
- une couche peu indurée se caractérise par un faible contraste de résistivité.

Ainsi, sur la figure 2, le forage SD2 situé sur une zone à fort contraste de résistivité se situe au droit d'un vide potentiel (et observé lors du creusement) tandis que le forage SD1 se situe sur une zone avec un contraste de résistivité plus faible, soit probablement au niveau d'une couche moins indurée.

Ces sondages ont permis d'identifier localement la profondeur des anomalies potentielles. À l'issue de ces reconnaissances, des fouilles à la pelle ont été réalisées afin de tenter d'observer certains vides suspects présents dans la couche de 5 m de la barrière de sécurité passive.

Ces fouilles ont été réalisées au droit des sondages SD1 et SD2 présentant respectivement potentiellement un vide et potentiellement une couche peu indurée atteignables par cette technique et non loin de la surface. La photo de la figure 3 correspond à la fouille réalisée au droit du sondage SD2. On voit un vide de 0,40 m de diamètre, partiellement remblayé par des matériaux fins. Cette cavité a été

rencontrée à une profondeur approximative de 2 m par rapport à la cote réglée du terrassement. Elle correspond à la fissuration observée lors des terrassements depuis la cote – 7 m/TN.



Figure 3. Photographie du sondage SD2 ouvert à la pelle mécanique.

La photo de la figure 4 correspond à la fouille réalisée au droit du sondage SD1. Aucun vide n'y a été rencontré jusqu'à une profondeur de 4 m (fin de la fouille) comme attendu. Seuls des matériaux argileux ocre à bruns ont été rencontrés.



Figure 4. Photographie du sondage SD8 ouvert à la pelle.

3. Dimensionnement d'un renforcement de la barrière passive

3.1. Méthode de calcul retenue

Plusieurs méthodes ont été développées pour dimensionner les renforcements de type géosynthétiques permettant de reprendre les efforts induits par un affaissement au niveau d'un vide sous un remblai. Parmi ces méthodes, l'on peut citer :

- la méthode RAFAEL (Blivet et al., 2001 ; Villard et al., 2002) initialement développée pour dimensionner les renforcements des couches techniques des voies ferrées construites sur des vides potentiels ;
- le Guide de recommandations Allemandes « Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGeo » ;

- la Norme Britannique BS8006 « Code of practice for "Strengthened/reinforced soils and other fills" » établie en 1995.

C'est cette dernière méthode qui a été retenue, compte tenu de son retour d'expérience.

La présence du calcaire fissuré plus haut que prévu initialement dans le DDAE induit la nécessité de mettre en place un renforcement sous la couche peu perméable de la barrière de sécurité passive afin de reprendre les efforts induits par les déchets sus-jacents suite à un éventuel affaissement d'une des fissures, afin d'éviter la mise en traction de la couche peu perméable et de la géomembrane. De façon sécuritaire, un volume potentiellement vide au niveau de l'arase est considéré. Ce vide peut engendrer un tassement au niveau de la base de la couche peu perméable et sur un diamètre D.

Le schéma de principe du calcul est représenté sur la figure 5.

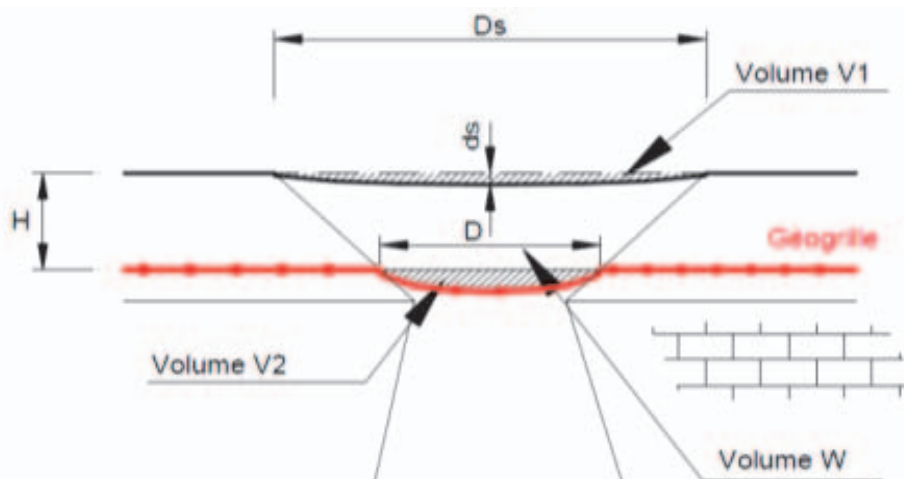


Figure 5. Principe du calcul de renforcement en fond.

Il est pris en compte les hypothèses sécuritaires suivantes :

1. la cavité est considérée juste sous la couche peu perméable ;
2. le diamètre de la cavité est considéré de 50 cm, valeur correspondant à la plus grande dimension observée suite aux reconnaissances réalisées ;
3. la hauteur de la couche de déchets sus-jacente est considérée égale à 5 fois le diamètre de la cavité, soit $H=2,5$ m. Au-delà, l'effet voûte annule les efforts induits sur la couche peu perméable,
4. l'allongement sera limité entre 1,50 et 2%.

3.2. Résultats du calcul

Les résultats du calcul mettent en avant la nécessité de mettre en place une géogrille présentant une résistance de 60 kN/m pour un allongement de 1,5%. Un tel allongement permet de limiter les efforts de traction dans la couche peu perméable et dans la géomembrane de la barrière de sécurité active.

Afin de prendre en compte les facteurs de sécurité habituellement utilisés pour les géosynthétiques, la géogrille mise en place devra respecter une résistance à la traction maximale de 300 kN/m à 6% d'allongement maximum.

Les prescriptions en termes de caractéristiques de la géogrille de renforcement sont données dans le tableau 1.

La géogrille flexible devra être produite avec des fibres en PVA/PA haute ténacité à module élevé, à faible fluage, recouverte d'une protection contre les agents extérieurs.

La géogrille sera posée dans un sens puis recouverte à 90 degrés de manière croisée, afin de pouvoir reprendre les efforts notamment à la jointure de deux lés.

Tableau 1. Caractéristiques minimales de la géogrille.

Paramètre	Norme	Caractéristiques minimales
Matière	PVA/PA haute ténacité à module élevé	
Masse surfacique	NF EN ISO 9864	$\cong 800 \text{ g/m}^2$
Résistance à la traction	NF EN ISO 10319	$\geq 300 \text{ kN/m SP}$ $\geq 50 \text{ kN/m ST}$
Allongement à la rupture	NF EN ISO 10319	$< 6 \%$
Maille	-	$\leq 30 \text{ x } \leq 30 \text{ mm}$

4. Mise en place du renforcement de la barrière passive

4.1 Choix et disponibilité du produit

Le chantier a repris après avis d'un tiers expert BRGM et de la DREAL en juillet 2012.

L'exploitant, devant gérer un surcoût lié à la pose de la géogrille de renforcement de la BSP, a cherché avec son étancheur un produit disponible dans le délai le plus rapide.

Étant donné les difficultés d'ancrage latéraux, il a été proposé par HUESKER une géogrille bidirectionnelle de type Fortrac 300/300 en PVA avec induction polymère.

Tableau 2. Caractéristiques minimales de la géogrille retenue.

Paramètre	Norme	Caractéristiques minimales
Résistance à la traction	NF EN ISO 10319	$\geq 300 \text{ kN/m SP}$ $\geq 300 \text{ kN/m ST}$
Allongement à la rupture	NF EN ISO 10319	$< 6 \%$
Maille	-	$\leq 30 \text{ x } \leq 30 \text{ mm}$

Compte tenu que les aléas géologiques observés sur le site ne présentent pas d'orientation privilégiée, et qu'il ne peut être exclu qu'un désordre survienne au droit d'un recouvrement de lés, il a été recommandé et mis en œuvre :

- un recouvrement de 0,30 m des lés,
- une liaison des lés entre eux par cordelette, de manière à pouvoir mobiliser environ 40 % de la résistance du produit (figures 6 et 7).



Figure 6. Assemblage par cordelette de 2 lés de géogrille.

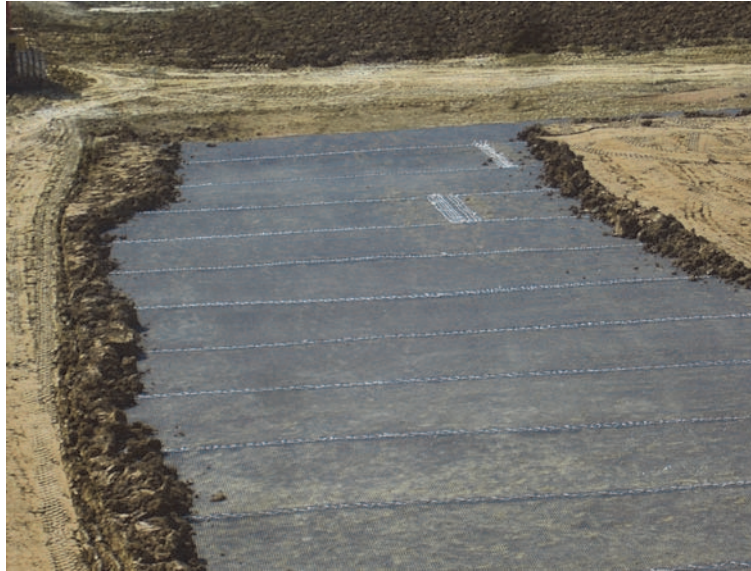


Figure 7. Mise en place de la couche de barrière passive compactée de 1 m à $K < 10^{-9}$ m/s.

5. Conclusions

La mise en évidence lors des terrassements d'un casier d'un aléa géologique a nécessité de caractériser cet aléa par des reconnaissances complémentaires par géophysique électromagnétique (EM 34) et électrique et par sondage.

La reconnaissance complémentaire a permis de déterminer l'ordre de grandeurs des fissures ouvertes constatées dans la couche calcaire

Une proposition de mesure compensatoire avec mise en place d'une géogridde de renforcement a été élaborée et soumise à tierce expertise et à la DREAL.

Le renforcement par géogridde a été dimensionné avec la Norme Britannique BS8006 « Code of practice for "Strengthened/reinforced soils and other fills" » établie en 1995.

Les liaisons entre les lés ont été confectionnées sur site par l'étancheur, qui a effectué un liaisonnement par cordelette.

Cette solution a permis l'ouverture de l'alvéole dans un délai raisonnable.

6. Références bibliographiques

Blivet J.C., Khay M., Gourc J.P., Giraud H. (2001). Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localised subsidence. Proc. Geosynthetics'2001 Conference, February 12-14, Portland, Oregon, USA, pp 741-754.

BS8006-1:2010 Incorporating Corrigendum No1 (2012) ? Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. BSI Standards publication. 30 June 2012. 250 pages.

EBGEO (2011) Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (EBGEO). German Geotechnical Society, 265 pages.

NF EN ISO 10319, Août 2008, Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.

Villard P., Gourc J.P., Blivet J.C. (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. Revue Française de Géotechnique, 99 : pp. 23-34.

