

CONCEPTION DES ISD EN REHAUSSE SUR SUPPORT COMPRESSIBLE, PROPOSITION DE DESIGNS SOUPLES À BASE DE GÉOSYNTHÉTIQUES

« PIGGY-BACKING » LANDFILL DESIGNING, PROPOSITION OF FLEXIBLE DESIGN USING GEOSYNTHETICS

Thierry CHASSAGNAC¹, Guillaume LACOUR²

¹ 3C, Lyon, France

² EODD

RÉSUMÉ – La difficulté d’implantation de nouvelles Installations de Stockage de Déchets (ISD), incite les exploitants à optimiser les surfaces déjà autorisées et les rehausses des stockages existants apparaissent de plus en plus comme des solutions intéressantes. Les déformations générées à la fois par les tassements secondaires liés à la dégradation résiduelle et les tassements primaires liés aux surcharges induisent des problématiques particulières au niveau des fonctions hydrauliques et d’étanchéité qui doivent être prises en compte au niveau de la conception. Cet article, s’appuyant sur deux exemples, présente des solutions permettant d’absorber les déformations attendues et mettant en œuvre des géosynthétiques.

Mots-clés : ISD, rehausse, tassements, renforcement, plan de glissement artificiel.

ABSTRACT – Difficulties encountered by operators to extend their landfills, push them to optimise existing utilities with vertical extensions. The deformations induced by the primary and secondary settlements generate specific problematics on hydraulic and sealing devices that should be undertaken during the design of the landfill. This paper presents two examples of specific solutions using geosynthetics that can absorb the expected deformations.

Keywords: landfill, piggy-backing, settlement, reinforcement, constructed sliding plan.

1. Introduction

La difficulté d’implantation de nouvelles Installations de Stockage de Déchets (ISD) incite les exploitants à optimiser les surfaces déjà autorisées et les extensions verticales par rehausse des stockages existants apparaissent de plus en plus comme des solutions intéressantes. De telles solutions doivent être compatibles avec les tassements et déformations engendrés par l’évolution géométrique du support affecté par la dégradation résiduelle et les surcharges. On définit la déformation soit par la distorsion (rapport de l’amplitude du tassement différentiel sur sa portée ou $\tan\alpha$ avec α : angle moyen de fléchissement), soit par la déformation de fibre ($\delta l/l_0$ avec l_0 : longueur initiale de la fibre). Si les caractéristiques générales des étanchéités en PEHD, en particulier leur déformabilité, permettent leur usage dans des contextes à fortes déformations, les sols argileux qui constituent les matériaux constitutifs courant des barrières passives des ISD supportent plus difficilement des déformations significatives, i.e. allongement de 0,1 à 1% sans confinement (Jessberger and Stone, 1991). Il est alors courant de mettre en œuvre des solutions à base de Géosynthétiques Bentonitiques (GSB) pour pallier ces difficultés. Ces produits supportent en effet des distorsions de l’ordre de 5 à 10% (Viswanadham et al., 2012). Il a également été montré (Camp, 2008) que, lorsque les barrières sont confinées, les mécanismes de traction affectant les argiles sont remplacés par des phénomènes de cisaillement nettement moins pénalisants en termes d’impact sur la perméabilité et notamment en présence d’un renforcement par géosynthétique.

Cependant, dans les cas de déformations plus importantes, en particulier quand le tassement différentiel s’opère sur des portées courtes, les produits standards ne sont plus adaptés. Cet article présente des solutions sur deux ISD françaises aux conditions de tassement différentiel aigues ne permettant pas la mise en place de solutions standards.

2. Problématiques générales liées aux tassements et méthodes d'évaluation

2.1 Origine, typologie et impact des tassements

Le tassement des massifs de déchets résulte principalement :

- d'actions mécaniques principalement liées à l'application de surcharges qui entraînent une déformation et un réarrangement des composants du déchet ;
- d'actions biochimiques liées à la décomposition de la matière organique du déchet ;
- d'actions physico-chimiques : corrosion des matériaux ferreux, phénomènes d'oxydation, etc. ;
- et d'un tamisage des particules dégradées au travers des macropores du déchet.

Ces mécanismes interagissent entre eux en se superposant de manière complexe au cours du temps. Leur association peut néanmoins être représentée à partir de deux composantes distinctes (ADEME, 2005) :

- *un tassement primaire* résultant du chargement par les déchets sus-jacents et la couverture. Cette composante de courte durée (quelques jours à quelques semaines) est généralement supposée indépendante du temps et se réactive lors de l'imposition d'une surcharge complémentaire (recharge, pose d'éléments lourds, ... ;
- *un tassement secondaire* supposé indépendant de la charge et pouvant se poursuivre au cours de plusieurs décennies.

L'amplitude de ces tassements peut atteindre des niveaux cumulés de plusieurs mètres en fin des phases actives de la dégradation.

Le tassement total dû aux surcharges et à l'évolution naturelle des déchets n'a pas d'effet en soi sur les structures sus-jacentes si tant est qu'il reste relativement uniforme. Par contre, dès lors que l'uniformité des tassements n'est plus assurée, le développement de tassements différentiels peut engendrer des déformations et des efforts non tolérables sur les structures de confinement.

Les tassements différentiels se développent en priorité au niveau des zones présentant des contrastes en termes de compressibilité, hauteur de déchet, structures internes rigides type digues, nature de déchets, conditions de dégradation, etc. Ils sont susceptibles de générer des contraintes de traction et cisaillement potentiellement dommageables pour les matériaux constituant les étanchéités mais également des modifications de géométrie (i.e. pentes) avec des impacts sur les fonctions hydrauliques (points bas, contre-pentes).

Concernant les ISD à flux dominant de déchets urbains, on pourra distinguer :

- *les tassements différentiels intrinsèques* dans les déchets : ceux-ci traduisent l'inévitable hétérogénéité du déchet dominant (et de sa mise en stock) et se manifestent sur des aires métrique à décamétrique. En surface d'un même casier, ils sont à l'origine de fluctuations topographiques douces et d'ordre décimétrique et les pentes générées sont de l'ordre du %. Ces hétérogénéités locales, réparties aléatoirement au sein d'un massif de plus de 10 m, conduisent souvent, au final, à un comportement global moyen relativement uniforme à l'échelle du massif et ce d'autant plus que son épaisseur est importante et qu'il a été exploité par couches réduites et par étalement des déchets. Les déformations engendrées sont ainsi plutôt faibles et sans impact significatif sur les structures souples (PEHD, argiles plastiques) ;

- *les tassements différentiels ponctuels* dans les déchets : ils sont liés à l'occurrence d'effondrements brutaux de vides souvent issus de structures creuses perdant soudainement leur résistance par corrosion ou encore de dégradations différentielles aiguës (i.e. zone de puits biogaz). De volumes fréquemment inférieurs à quelques m³, ces effondrements peuvent être particulièrement dommageables pour les structures d'étanchéité du fait des contraintes de traction-cisaillement et fortes déformations induites, et ce d'autant plus que la profondeur du vide est faible par rapport à l'étanchéité. L'impact de ces vides sur le tassement différentiel induit diminue cependant rapidement avec la profondeur des vides du fait d'un effet de foisonnement et d'une certaine plasticité des déchets. Ils ne sont en général pas prévisibles et on ne pourra proposer que des méthodes préventives de traitement du support sur une épaisseur limitant l'impact d'une occurrence plus profonde (compactage, remplacement, reconnaissances) ;

- *les tassements différentiels structurels* : ceux-ci sont liés à des contrastes paramétriques latéraux importants entre des secteurs d'échelle décamétrique ou plus et se manifestent au droit des changements du/des paramètre(s) concerné(s). Ils sont fréquemment liés à des variations importantes d'épaisseur ou de compressibilité de matériaux, de surcharge en surface, ou à la présence de structures enfouies (digues, talus). Leur amplitude et vitesse de développement peuvent être importantes et atteindre plusieurs décimètres par an. Leur évaluation passe par le calcul du tassement aux points critiques du design en tenant compte des valeurs extrêmes des paramètres concernés ; le tassement

différentiel est ainsi la différence entre les tassements ponctuels. L'impact du tassement différentiel est principalement fonction de la distance sur laquelle il s'établit. Ainsi, un fort tassement différentiel ne pourra montrer qu'un impact limité s'il se développe sur une distance importante. A contrario, un tassement différentiel modéré aura un impact significatif s'il implique une faible portion d'étanchéité.

2.2 Méthode d'évaluation des tassements

2.2.1 Evaluation des tassements long terme des déchets anciens

La prédiction des tassements sur les stockages de déchets est relativement complexe du fait de la multiplicité des mécanismes intervenants. Des modèles numériques ont été développés mais se heurtent souvent à l'absence de données pour les alimenter, rares étant les sites suffisamment instrumentés depuis leur création. De plus, le résultat reste entaché d'une marge d'erreur importante du fait de la variabilité intrinsèque du déchet.

Afin d'anticiper les mouvements futurs d'une barrière de rehausse de casier, on pourra faire appel au Modèle Incrémental de Prédiction des Tassements (modèle ISPM) (Olivier, 2003 ; ADEME 2005) dont l'application présente vis-à-vis des modèles traditionnels des avantages tant fondamentaux (détermination de coefficients de compression intrinsèques au déchet) que pratiques (fiabilité accrue des prédictions).

Développé dans le cadre d'un programme de recherche soutenu par l'ADEME, ce modèle permet de dresser une représentation cartographique de l'évolution des tassements primaires et secondaires d'un massif de déchets surchargé sous l'effet d'une rehausse.

Considérant qu'en fin d'exploitation le tassement primaire est déjà réalisé, le tassement post exploitation se réduit aux tassements secondaires donnés par analogie avec Buisman (1936) par l'équation suivante :

$$\frac{\Delta h_i^s}{h_0} = C_{\alpha\varepsilon}^* \cdot \log \frac{\tau}{\tau_i} \quad (1)$$

où τ_i représente le temps de construction de la couche i , τ le temps pris depuis le début de la construction de la couche i , Δh_i la somme des tassements des couches, h_0 la hauteur virtuelle du massif en l'absence de tassement et $C_{\alpha\varepsilon}^*$ le coefficient de compression secondaire des déchets.

2.2.2 Évaluation des tassements induits par les surcharges

L'évaluation des tassements primaires complémentaires des déchets anciens sous l'effet d'une surcharge peut s'opérer selon un modèle basé sur l'utilisation d'un module de déformation et selon l'équation classique qui relie, pour une couche i , le module tangent $(E_\tau)_i$, l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma_i$ au niveau de la couche, le tassement (Δh_i) et l'épaisseur de la couche considérée (h_{oi}) :

$$(E_\tau)_i = \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\varepsilon_i} = \frac{\Delta\sigma_i \cdot h_{oi}}{\Delta h_i} \quad (2)$$

Il est alors nécessaire de définir un modèle constitué d'un ensemble de couches affectées d'une épaisseur et d'un module donné.

Les travaux de Kockel et al. (1997) proposent la relation suivante pour le module de déformation oedométrique sécant (sans déformation latérale) :

$$E_{oed} = a + b\sigma \text{ (kPa)} \quad (3)$$

où $a = -200$ kPa et $b = 11,7$ en moyenne

Ils mettent en évidence une variation linéaire du module de 300 à 2 000 kPa entre 4 et 20 m de profondeur.

Par ailleurs Jessberger et Kockel (1991 et 1993) ont mesuré le tassement instantané sous augmentation de charge, mettant en évidence des valeurs du module de déformation entre 500 et 2 500 kPa.

2.2.2 Prise en compte du tassement du substratum

Généralement, le tassement du substratum est négligeable devant les tassements totaux observés dans les massifs de déchets. Cette hypothèse n'est pas valable cependant lorsque ce dernier est non consolidé et compressible comme c'est le cas dans des contextes alluviaux récents (marais, sédiments

lacustres, etc.). Le tassement de l'horizon compressible sera alors calculé selon le modèle de consolidation de Terzaghi rappelé ci-dessous :

$$S = H_0 \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (4)$$

avec H_0 : hauteur compressible, $C_c/1+e_0$: indice de compression relatif, σ'_{v0} : contrainte effective initiale au sein de l'horizon et $\Delta\sigma'$: surcharge.

3. Cas du site de la Gabarre (Guadeloupe)

3.1 Généralités et description du projet de rehausse

L'ISDnD de la Gabarre, située sur la commune des Aymes en Guadeloupe, est gérée par le SYVADE de Guadeloupe et exploitée depuis 1973. Le projet, illustré par le plan et les coupes de la figure 1, prévoit la réalisation de 8 alvéoles de stockage d'une surface totale de 4.5 ha, posées en surface d'une couche de déchets ancien d'épaisseurs de 12 et 8 m. Le fond est constitué de 2 unités topographique en V, comportant chacune 4 alvéoles, et de pentes longitudinale de 1 % et transversale de 1 à 3%.

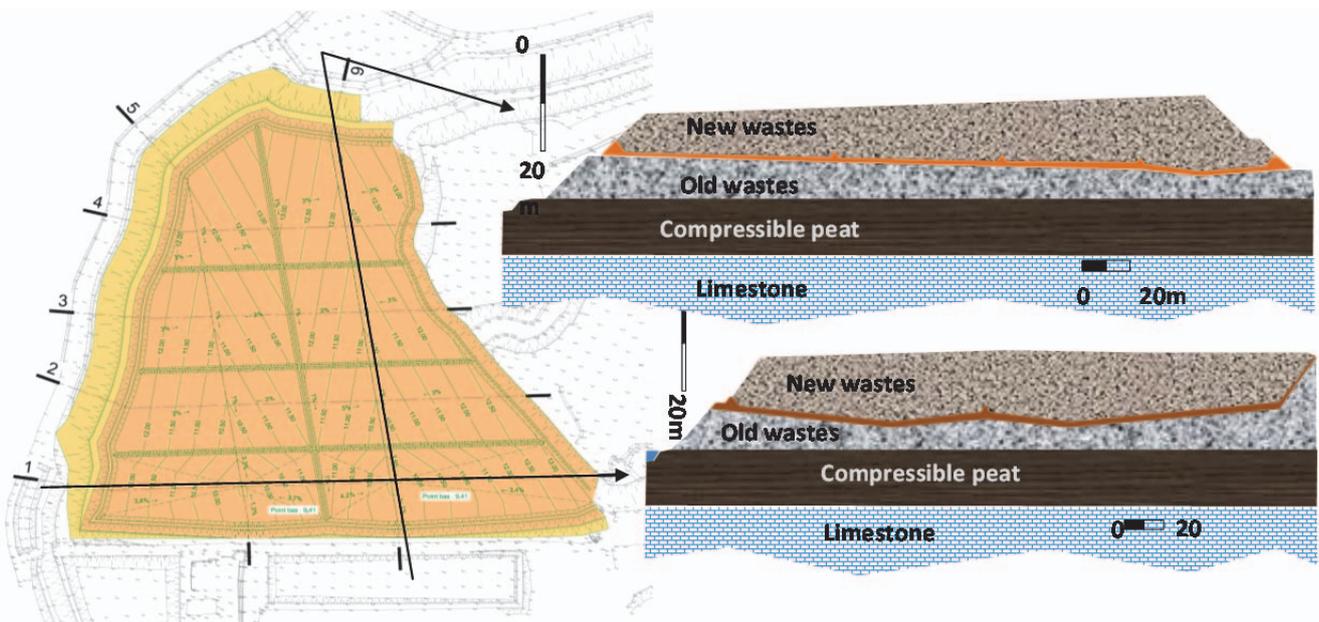


Figure 1. Plan et coupes du projet

Le projet se situe en bordure littorale, en milieu palustre de type mangrove. Le substratum se caractérise par la présence d'un niveau de tourbes et d'argiles vasardes compressibles de 10 m d'épaisseur. Le projet prévoit une étanchéité passive de fond constituée de 1 m d'argile plastique compactée à une teneur en eau à l'OPN +3% (soit une perméabilité attendue de 10^{-8} à 10^{-9} m/s) complétée par un géosynthétique bentonitique (GSB) d'une perméabilité de $5 \cdot 10^{-11}$ m/s. Dans le concept de cette barrière passive, on considère que la fonction étanche est essentiellement représentée par le GSB, la couche d'argile n'ayant pour fonction que de constituer une couche à faible flux diffusif. Dans ce cadre, la barrière argileuse étant confinée (forte surcharge en déchets), on considère qu'elle pourra subir de fortes déformations sans perte de fonction significative.

3.2 Évaluation des tassements et des risques encourus

La méthode est basée sur le calcul du tassement total en tant que somme du tassement secondaire résiduel des déchets anciens sur 30 ans, du tassement primaire des tourbes par consolidation qui s'établira sur la durée d'exploitation plus un an environ et du tassement primaire des déchets anciens surchargés qui s'établira sur la durée de l'exploitation. Une première étude paramétrique s'est attachée à évaluer la variation du tassement total en fonction de la variabilité des paramètres d'entrée liés au matériaux ($C^*_{\alpha\epsilon}$, $C_c/1+e_0$, E_T , poids volumique) en particulier ceux de la tourbe, et a permis de fixer la

fourchette de variation du tassement final entre 6,2 et 1,9 m. Par suite et sur la base de paramètres matériaux moyens et/ou pénalisants, le calcul des tassements différentiels a été effectué en fonction des variations géométriques du projet (hauteurs compressibles et variations de surcharge).

Les résultats montrent que, selon l'axe d'écoulement du fond (longitudinal), les tassements différentiels n'engendrent pas d'allongement des structures étanches de plus de 0,2% mais génèrent en bordure de casier une contre-pente qui rend impossible l'écoulement gravitaire des lixiviats vers l'extérieur du casier.

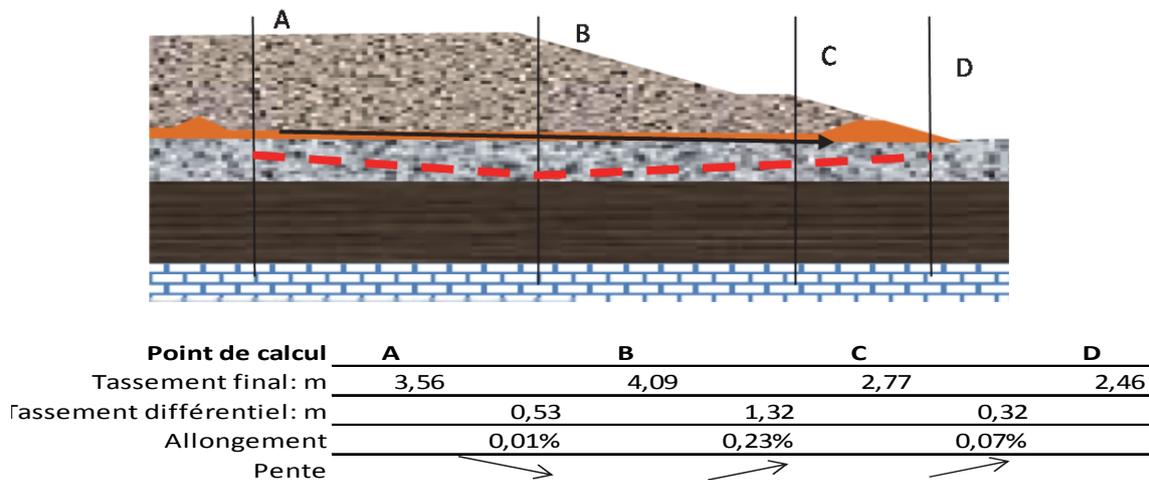


Figure 2. Analyse selon l'axe longitudinal

Selon l'axe transversal, l'analyse ne montre pas de formation de contre-pente mais une forte élongation du rampant de bordure de casier, induisant une déformation inacceptable du GSB d'étanchéité.

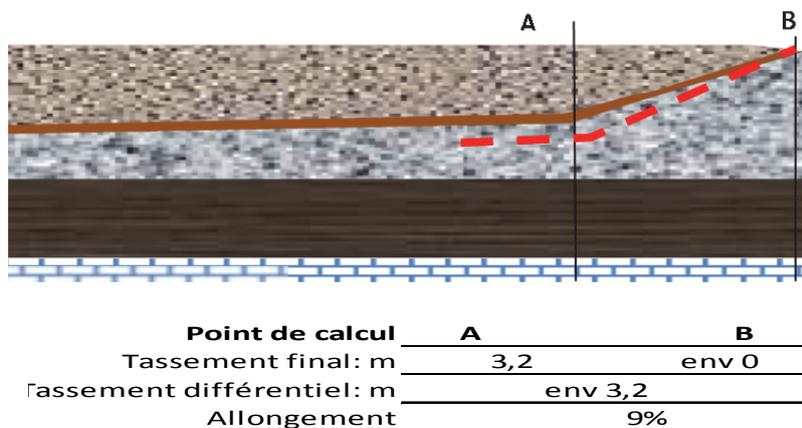


Figure 3. Analyse selon l'axe transversal

3.3 Solutions proposées

Concernant l'inversion de pente en bordure du massif, la solution proposée a consisté en la réalisation d'un point bas au droit de la plus forte charge, connecté à un puisard extérieur par un collecteur dont la pente fut calculée de façon à éviter toute contre-pente après mise en place des tassements finaux.

Concernant l'élongation du rampant de bordure, la solution a consisté en la réalisation d'un plan de glissement artificiel constitué d'une géomembrane PEHD (Gmb) sur un géotextile (Gtx) posés sous le GSB afin que ce dernier puisse être désolidarisé de son support en élongation. Le calcul du frottement au niveau du plan de glissement doté d'un angle de frottement estimé à 8 à 10 degrés, montre cependant que le frottement mobilisable le long du plan pouvait, en pied de rampant essentiellement, dépasser la résistance à la traction du GSB. Pour le renforcer, une géogrille (GGR) a été rajoutée sous ce dernier.

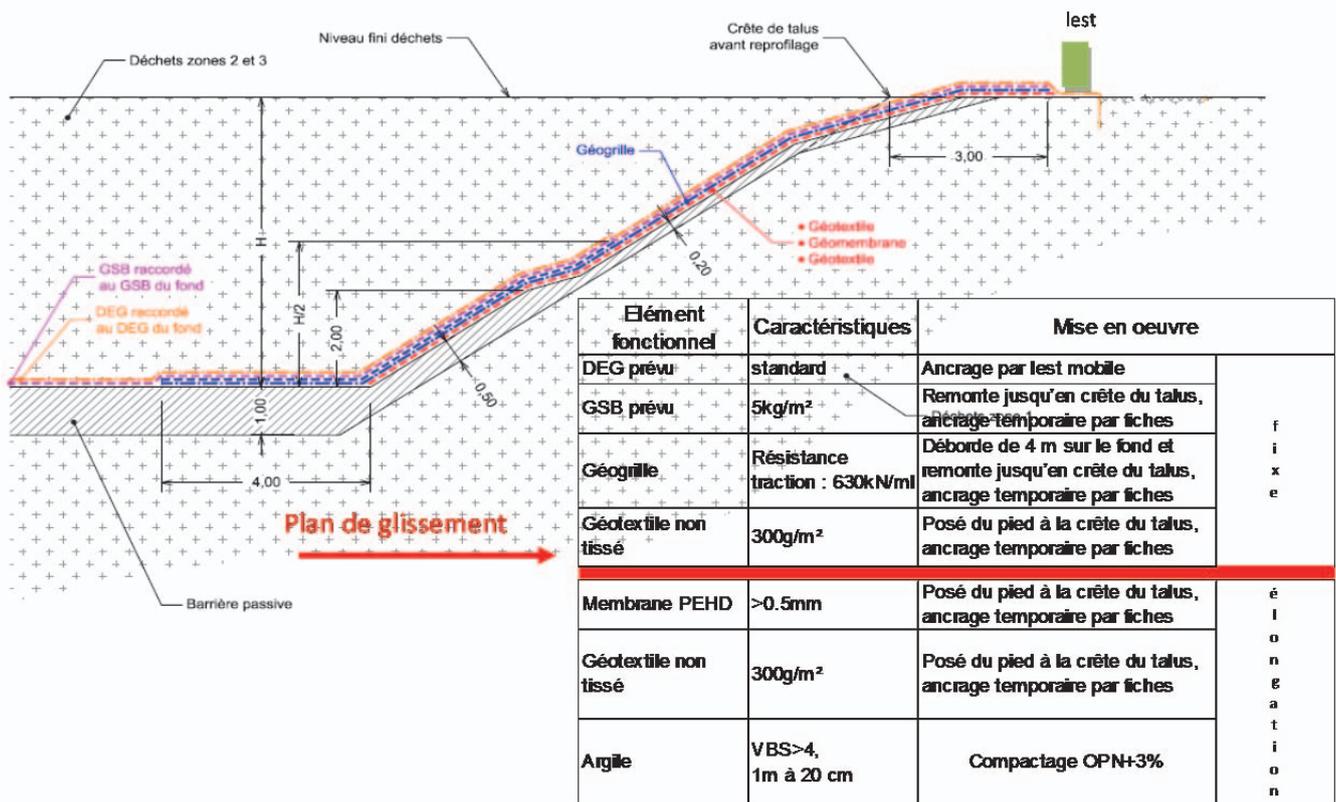


Figure 4. Caractéristiques du plan de glissement artificiel

4. Second site étudié

4.1 Généralités et description du projet de rehausse

Ce site est exploité en gradins sur un versant montagneux. Le projet d'extension de l'ISDnD est prévu par surélévation des anciens casiers, dont certains ne sont plus aux normes en termes d'étanchéité passive en fond de casier. Il apparaît ainsi la nécessité de reconstituer une barrière passive au sommet du casier A1 en vue de supporter le nouveau casier A4. La particularité de ce projet est que le nouveau casier reposera à la fois sur un ancien casier comblé et compressible et sur le substratum sain.

Le projet d'étanchéité de fond comprend un complexe classique Gmb et Gtx associés, reposant sur un GSB posé sur une couche d'argile plastique de 1 m d'épaisseur. Comme dans le cas précédent, on considérera que la fonction du niveau argileux (constituer un milieu à faible flux diffusif), est peu affectée par les déformations. On rappelle aussi que la barrière se déformera sous forte charge et sans perte d'eau.

L'étude de ce projet a montré de fortes contraintes tant au plan de la réalisation des travaux (très haut niveau d'exigence requis) qu'en termes d'exploitation (exhaure gravitaire non conseillée, respect d'un plan de chargement rigoureux...). De plus certaines informations historiques nécessaires au bon dimensionnement du projet restant incertaines, l'exploitant a opté pour un décalage général du projet afin d'éviter un positionnement du casier sur support compressible. Le présent projet est donc simplement proposé à la discussion. Par ailleurs, l'article ne traite pas les problématiques annexes en relation avec les tassements (incidence sur la stabilité, le captage du gaz, la surveillance...).

4.2. Évaluation des tassements et des risques encourus

Les calculs de tassements des déchets support ont été réalisés par la méthode ISPM pour la part secondaire et par la méthode œdométrique pour la part primaire des tassements liés à la recharge. L'analyse des tassements selon un profil transversal, illustrée sur la figure 6 montre que le tassement secondaire résiduel décroît vers l'amont avec la diminution de l'épaisseur des déchets supports. Il marque 2 variations brutales au droit des 2 flancs raides qui constituent le flanc amont. Le tassement primaire de surcharge évolue en sens inverse de façon régulière avec l'augmentation de la hauteur de surcharge. Globalement, le tassement total résiduel évolue entre 2.03 et 0 m vers l'amont du projet. Deux zones de déformations importantes se marquent au droit des deux falaises (quasi verticales) du flanc amont du casier A1, entre les points B et C, et E et F.

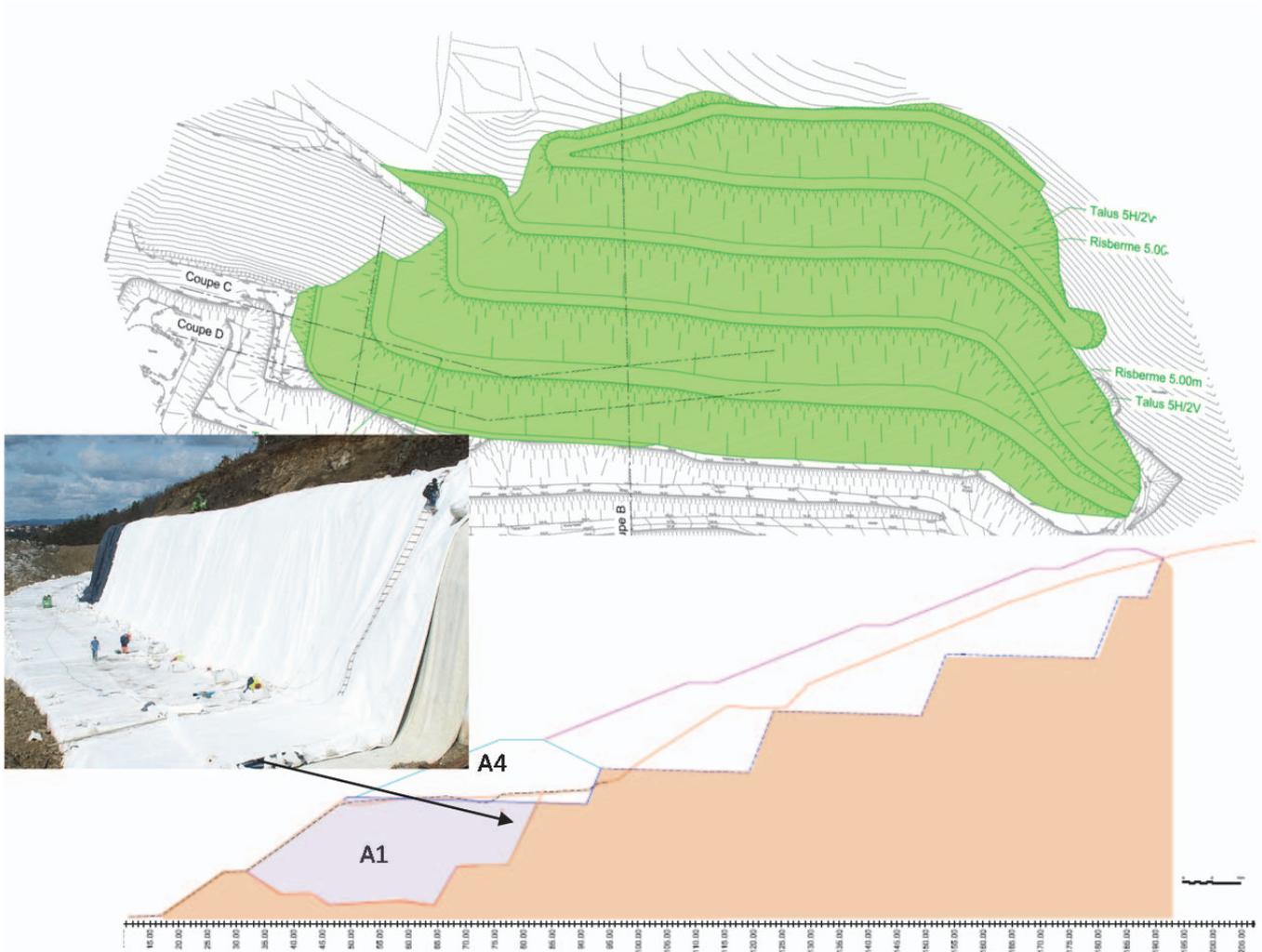


Figure 5. Coupe et plan du projet, photo falaise supérieure

Les déplacements liés à la mise en place des tassements différentiels font apparaître deux zones critiques affectant le futur fond du casier A4 :

- Une zone de flexion au droit de la falaise basse qui traversera la colonne de déchets supports ainsi que celle de la recharge supérieure. La masse de déchets étant relativement plastique, la flexion occasionnée au droit du point C au niveau du fond de A1 sera vraisemblablement progressivement répartie sur une largeur de quelques m entre B et C au niveau du fond de A4. Le tassement différentiel de 1 m engendrera un allongement de plus de 3% s'il se répartit sur la distance B-C. Une forte incertitude demeure cependant quant à savoir si localement des efforts de cisaillement pur ne remonteront pas jusqu'en surface occasionnant des allongements plus conséquents et inacceptables pour le GSB. La localisation des zones de déformation restant aléatoire, il apparaît très risqué de mettre en œuvre une étanchéité sur cette zone qui a ainsi dû être exclue du projet.

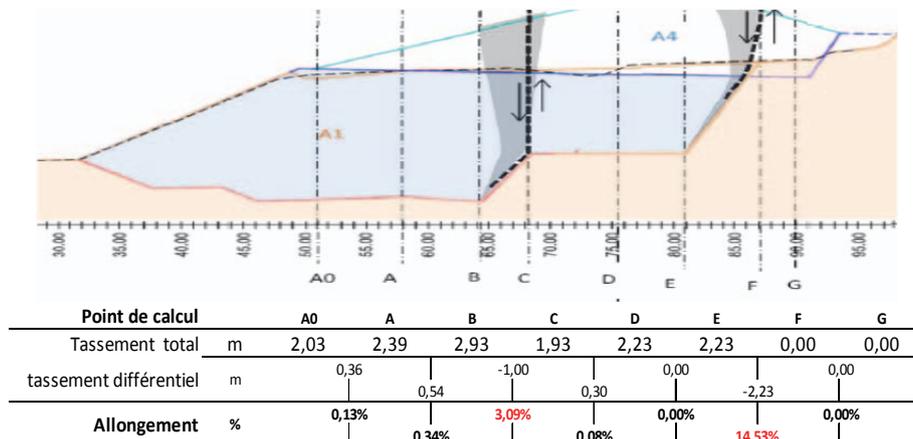


Figure 6. Analyse transversale des déformations

- Une zone de flexion concentrée, assimilable à un cisaillement, au niveau du fond de A4 au droit du point F, au niveau de la falaise supérieure, occasionnant un déplacement relatif de 2,23 m de part et d'autre du plan de cisaillement. Le plan de cisaillement étant aisément localisable, il apparaît possible de prévoir un dispositif permettant d'absorber les déformations attendues.

L'analyse des tassements montre par ailleurs que l'évolution de ces derniers sur le tronçon utile C-E ne génèrera pas de contre pente pouvant affecter la fonction hydraulique de l'ouvrage.

4.3 Solutions proposées

Quatre types de mesures palliatives ont été proposés et sont détaillés dans les paragraphes suivants.

Modifications de géométrie : le projet a été modifié (en rouge sur le schéma) en diminuant l'emprise du casier (élimination du tronçon A0-C) ainsi qu'en augmentant les pentes transversales pour limiter l'amplitude des points bas parasites issus des inévitables fluctuations locales du tassement différentiel.

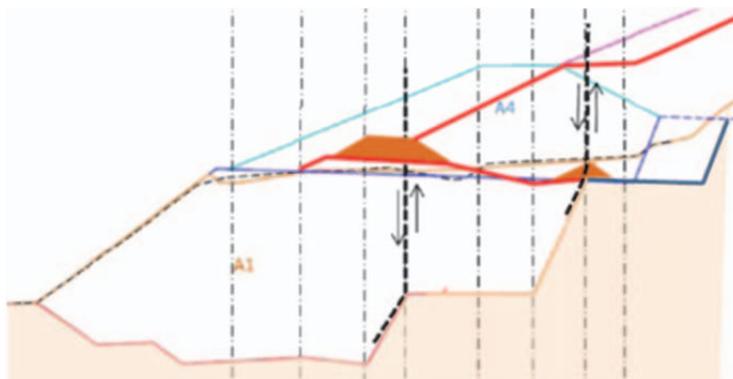


Figure 7. Modification de la géométrie du projet

Mesures constructives préalables : Ces mesures ont consisté en la réalisation d'un renforcement sous la future barrière permettant une répartition des contraintes et sont constituées (i) d'une couche de déchets décaissés et remis en place sous compactage intensif, (ii) d'une GGR de renforcement et de répartition des contraintes, dimensionnée selon EBGEO 2011 en vue de reprendre les efforts liés à un effondrement circulaire de 1 m de diamètre (valeur réduite par rapport aux usages courant (1.8 à 2.4 m) du fait du traitement mis en place au niveau du support) et (iii) d'une couche de réglage en matériaux granulaires permettant la mobilisation du frottement au niveau de la GGR.

Dispositif d'absorption des tassements : La solution proposée en vue de garantir l'étanchéité au niveau du plan de cisaillement inévitable au droit du point F consiste en la réalisation d'un plan de glissement artificiel qui permettra le glissement du panneau aval et mobile du fond de casier sur le panneau amont fixe, sans altération de la géométrie et des performances des barrières passive et active. Cet ouvrage est décrit sur la figure 8.

L'ouvrage est constitué d'un merlon de cisaillement composé de deux entités indépendantes, construites à la suite et séparées par le plan de glissement dressé dans l'axe du plan de cisaillement (quasi vertical), correspondant au plan de la falaise supérieure du casier A1. Il permet d'obtenir, après réalisation des tassements, une continuité de la fonction étanche. Il constitue un plan de glissement privilégié à faible angle de frottement (estimé à 8-10°).

La partie amont du merlon de cisaillement est construite en argile traitée à la chaux et au liant hydraulique, à fort dosage de façon à permettre de lui conférer la forte pente nécessaire en vue de constituer le plan de glissement selon une pente très proche de celle du plan de la falaise soit environ 3H/10V. L'étanchéité existante sur la falaise est dégagée et rabattue sur le fond rocheux en vue de l'ancrer sous le merlon amont. Le merlon amont est construit par la méthode excédentaire puis retaillé selon la géométrie voulue. Il est revêtu de l'étanchéité standard (Gtx sup./Gmb/GSB). Le revêtement du plan de glissement ne comporte toutefois pas de Gtx sup. qui est arrêté au sommet du merlon afin de ne pas intégrer d'élément perméable au sein du merlon argileux. Le revêtement (sans Gtx) descend d'au moins 2 m sous le niveau du fond rocheux. La hauteur du merlon amont au-dessus du mètre réglementaire est de 3(+1) m soit l'équivalent du tassement maximum à 30 ans (2,3 m) augmenté d'un facteur de sécurité de 1,3.

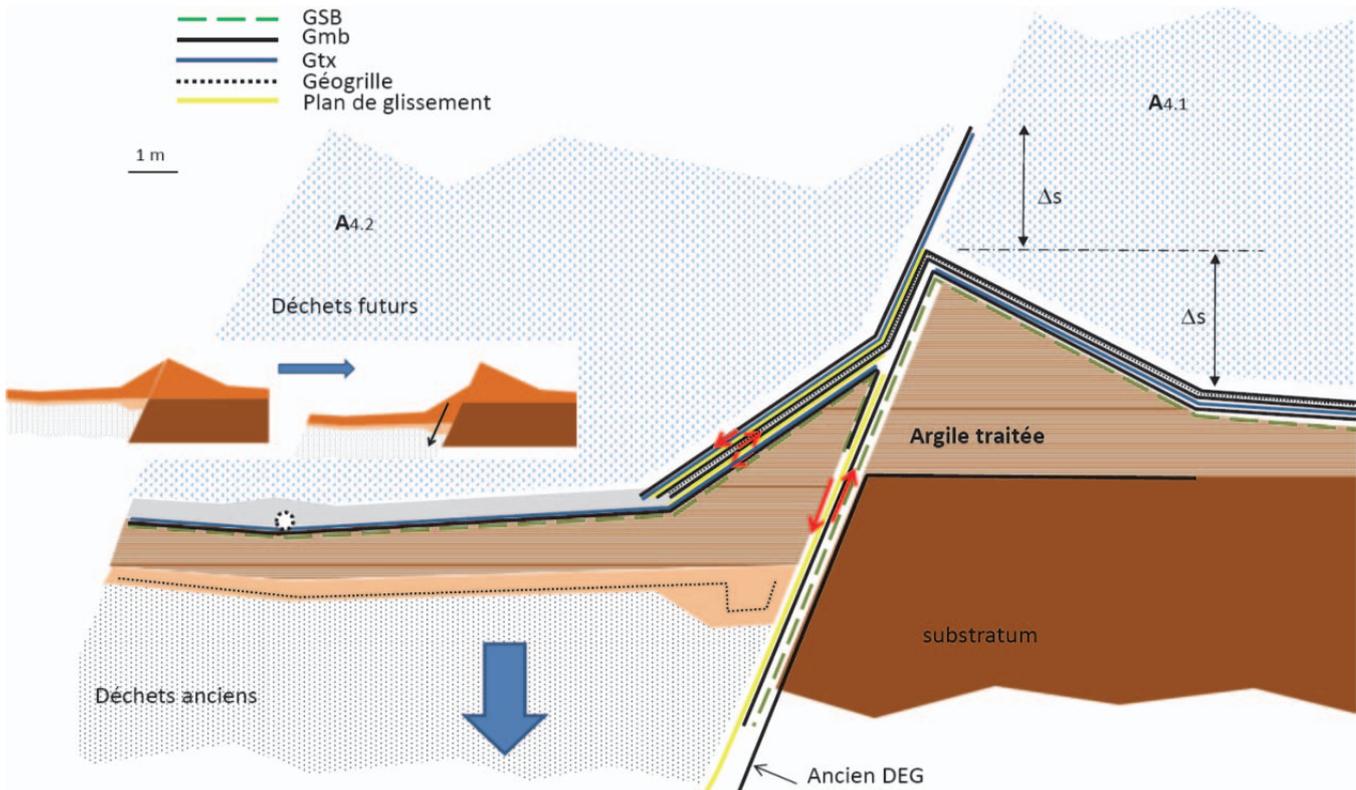


Figure 8. Schéma du dispositif du plan de glissement artificiel

La partie aval du merlon est réalisée en argile plastique non poinçonnante ($V_{BS} > 4$, $D_{max} < 5\text{mm}$) et compactée (teneur en eau : $OPN + 3\%$). Afin d'ancrer le Dispositif d'Étanchéité par Géomembrane (DEG), ce dernier est posé sur le plan de glissement (sauf Gtx non posé sur le plan de glissement) et stocké provisoirement en pied de merlon amont le temps de monter la partie aval (méthode excédentaire) avant d'être rabattu sur cette dernière une fois dressée et retaillée. À noter la GGR de renforcement posée en surface d'une couche de réglage en matériau frottant du site (0-50) et ancrée en tranchée à chaque extrémité.

Le plan de glissement entre les deux compartiments (noté $///$) est ainsi constitué d'un contact PEHD $///$ PEHD dans la partie supérieure et argile plastique $///$ PEHD dans la partie inférieure. Afin de garantir une continuité de Gmb sur l'ensemble de l'ouvrage sans étirement de cette dernière, une coiffe en Gmb/GGR /Gmb est posée sur l'ouvrage et ancrée à plat coté amont. La GGR PEHD mono orientée est dimensionnée selon une résistance à la traction de 300 kN/m pour reprendre les efforts de frottement aux interfaces supérieur et inférieur de la coiffe (Gtx $///$ PEHD) qui se comportent comme deux plans de glissement artificiels entre lesquels la coiffe se dégagera progressivement en fonction du déplacement du compartiment aval. Le plan de glissement supérieur est constitué par une nappe en PEHD/Gtx qui sera posée en cours d'exploitation du demi-casier A4.1. De façon à éviter qu'un plan de glissement parasite n'apparaisse au sein de la coiffe (GGR $///$ Gmb), les trois éléments constitutifs de la coiffe seront solidarifiés par des points de soudure répartis sur les surfaces de contact. La GRR n'est en principe pas sollicitée, elle est prévue en sécurité au cas où le plan de glissement se décale entre la Gmb et la GGR. La géogrigille est choisie avec une résistance supérieure aux frottements (relativement limités du fait de la forte pente) et avec une raideur nettement supérieure à celle de la Gmb afin de limiter la déformation de cette dernière.

Mesures d'exploitation, de sécurité et de surveillance : Des mesures relatives à la mise en stock des déchets (assurer une homogénéité de chargement), à la sécurité (unités fonctionnelles de secours) et à la surveillance des tassements, non détaillées dans cet article, ont également été proposées.

5. Conclusions

Les restrictions d'espaces disponibles en vue de créer des extensions horizontales des ISD sont à l'origine de nombreuses extensions verticales au-dessus des ISD existantes générant ainsi des problématiques nouvelles liées à la compressibilité intrinsèque de ces supports en déchets anciens. Elles ont également été à l'origine du développement de méthodologies d'évaluation et de prédiction des

tassements qui permettent de mieux appréhender les impacts sur les éléments fonctionnels des ISD. Le présent article a montré que les caractéristiques des géosynthétiques et en particulier les faibles frottements développés à leurs interfaces peuvent être mis à profit pour concevoir des dispositifs supportant de grandes déformations tout en conservant leurs caractéristiques fonctionnelles.

6. Références bibliographiques

- ADEME (2005). Guide méthodologique pour le suivi des tassements des CSD de classe II.
- Camp (2008). Comportement sous flexion d'une argile : application à la couverture d'une ISD TFA. Université de Grenoble.
- EBGEO (Recommandations for design and analysis of earth-structures using geosynthetic reinforcements), German Geotechnical Society, 2011
- Jessberger H.L., Stone K.J.L. (1991). Subsidence effects on clay barriers, *Geotechnique*. London, 41(2), pp. 185-194.
- Jessberger H.L., Kockel R. (1991). Mechanical properties of waste materials. Proc. XV Ciclo di Conference di Geotecnica di Torino, Turin, 41 pages.
- Jessberger H.L., Kockel, R. (1993). Determination and assessment of the mechanical properties of waste materials, Proc. Int. Symp. Green'93, Bolton, UK, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Kockel R., König D., Syllwasschy O. (1997). Three basic topics on waste mechanics. Proc. 14th International Conference on Soil Mechanics, Hambourg, pp. 1831-1837.
- Olivier F. (2003). Tassement des déchets en CSD de classe II : du site au modèle. Mémoire de thèse de Doctorat, Université de Grenoble, 325 pages.
- Viswanadham B.V.S., Rajesh S., Bouazza A. (2012). Effect of differential settlements on the sealing efficiency of GCLs compared to CCLs: Centrifuge study.