

## RENFORCEMENT DE LA BASE D'UN REMBLAI SUR INCLUSIONS RIGIDES SUR LA LIGNE FERROVIAIRE À GRANDE VITESSE LGV EST

### BASAL REINFORCEMENT OF AN EMBANKMENT ON RIGID INCLUSIONS ON THE HIGH SPEED RAILWAY LINE LGV EST

Alain NANCEY<sup>1</sup>, Laurent EXBRAYAT<sup>2</sup>

<sup>1</sup> TenCate Geosynthetics France SAS, Bezons, France

<sup>2</sup> DSI-ARTEON SAS, Montluel, France

**RÉSUMÉ** – Le remblai ferroviaire de la ligne à grande vitesse LGV EST devait traverser des zones de sols fortement compressibles pouvant amener des problèmes de portance et de déformations. L'amélioration des sols par inclusions rigides a été choisie car elle permettait la suppression des tassements liés à la consolidation et la réalisation en une seule phase des travaux de terrassements. Pour faciliter le transfert des charges du remblai vers les inclusions, le matelas de répartition a été renforcé par des nappes de géosynthétique. Cette publication décrit cette solution fondée sur l'utilisation de géosynthétiques de très forte résistance et son dimensionnement.

Mots-clés : renforcement, remblais, inclusions rigides, voies ferrées.

**ABSTRACT** – The embankment of the high speed railway line LGV EAST was to cross zones of highly compressive soils with problems of bearing capacity and deformation. Ground improvement by rigid inclusions was chosen because it allowed the control of settlements related to the consolidation and the realisation in only one phase of the earthworks. To facilitate the transfer of the embankment loads towards inclusions, the granular platform was reinforced by geosynthetic. This publication describes this solution based on the use of high strength geosynthetic and its design.

Keywords: reinforcement, embankment, rigid inclusions, railways.

### 1. Introduction

En solution alternative aux dalles en béton ou à des espacements faibles, le renforcement de la plateforme de transfert de charge par géosynthétiques permet de réduire fortement le taux de couverture, comme cela a été rapporté par Briançon (2002), en référence aux travaux de nombreux auteurs (Figure1).

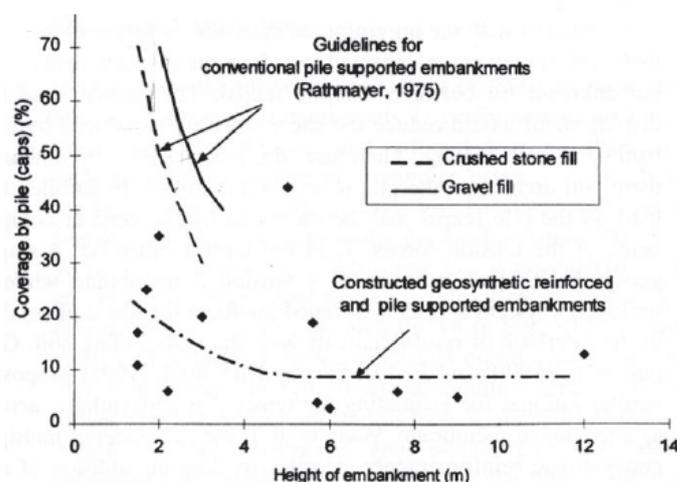


Figure 1. Taux de couverture pour des remblais conventionnels et pour des remblais renforcés par géosynthétique (Han and Gabr, 2001)

Particulièrement étudiée lors du projet national ASIRI (2012), avec des expérimentations en vraie grandeur et sur la base de modèles physiques et numériques, cette technique est de plus en plus utilisée en France. Simple et rapide à mettre en œuvre, elle présente un intérêt technique et économique. Cette solution de renforcement par géosynthétique de la base de remblai sur inclusions rigides a donc été choisie pour l'ouvrage ferroviaire de Sarraltroff.

## 2. Le remblai de Sarraltroff

Une première section de la ligne à grande vitesse LGV EST a été ouverte à la circulation en juin 2007 entre Paris et Baudrecourt. La prolongation de cette ligne jusqu'à Strasbourg sur une longueur de 106 kilomètres a débuté en 2010. Situé sur le lot n°41 du tronçon G à proximité de Sarrebourg, dans le département de la Moselle, le remblai de Sarraltroff constitue le remblai d'accès en rive Est au viaduc franchissant la Sarre.

### 2.1. Contexte géologique

Le remblai repose sur les formations suivantes, représentées sur la figure 2, en partant de la surface vers la profondeur : des alluvions modernes d'une épaisseur de 3 à 6 m, des alluvions anciennes sablo-graveleuses jusqu'à des profondeurs de 8 ou 13 m, des couches blanches et grises datant du Muschelkalk moyen et des marnes bariolées datant du Keuper.

Les alluvions modernes sont composées d'argile beige à grise et de limons plus ou moins noirâtres, avec une fraction fine plutôt concentrée sur la moitié supérieure de la couche et une granulométrie plus grossière en profondeur. Les alluvions anciennes sont constituées de sables fins à grossiers avec quelques passages tourbeux et intercalations argileuses ou marneuses.

Les couches blanches et grises du Muschelkalk formées de marnes et calcaires et les Marnes bariolées du Keuper constituent des substratums géotechniques pratiquement indéformables en raison des compacités observées lors des essais pressiométriques.

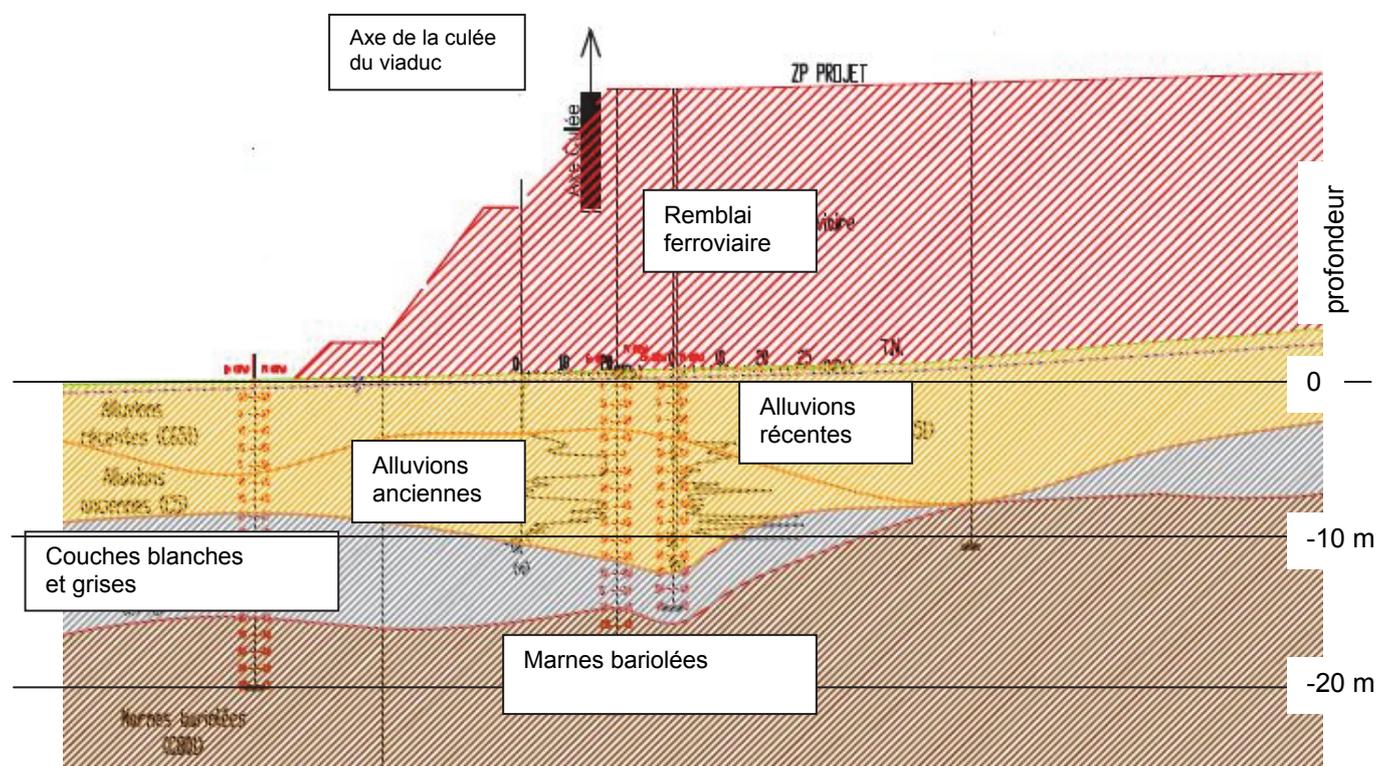


Figure 2. Coupe géologique à l'extrémité du remblai

## 2.1. Description du remblai

Le remblai a une hauteur maximale de 16,5 m (Figure 3); la surcharge ferroviaire est représentée par une surcharge uniformément répartie de 30 kPa sur l'ensemble de la plate-forme ballastée (jusqu'à 1,5 m du bord de talus). La largeur à la base du remblai est de l'ordre de 80 m et s'étend sur une longueur de 100 m environ. La photo de la figure 3 montre une coupe de la zone concernée.

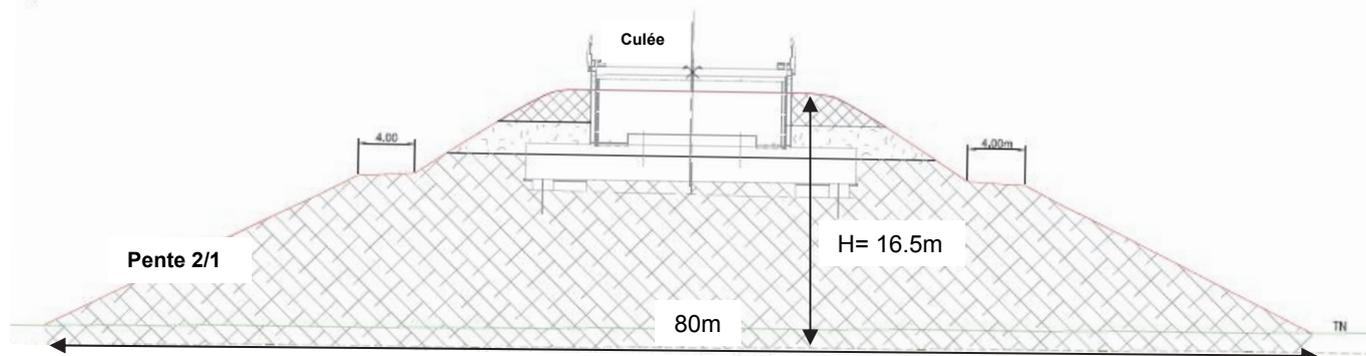


Figure 3. Coupe transversale du remblai au niveau de la culée

Le remblai ferroviaire devait être mis en place après une purge de 1,5 m de profondeur dans les alluvions modernes et leur substitution par des matériaux granulaires.

Cependant, même en tenant compte de la purge, il a été estimé que le remblai tasserait de 60 à 90 cm. Ces tassements étaient incompatibles avec les exigences de déformation de la structure en tête de remblai, d'autant plus qu'ils étaient attendus au niveau du raccordement à l'ouvrage d'art.

La conception s'est donc orientée vers une solution de renforcement des sols de fondation par un réseau d'inclusions rigides implantées sous l'assise du remblai ferroviaire. Cette solution est bien adaptée à la réduction des tassements liés à la consolidation primaire ou secondaire et permet en outre de réaliser le remblai de la plate-forme ferroviaire et les modelés paysagers en une seule étape, sans phase de préchargement quant aux travaux de terrassements.

## 2.2. Solution de renforcement du sol par inclusions rigides

Pour limiter les tassements à l'about du remblai, le sol d'assise est renforcé sur environ 100 m. Le plan d'implantation des inclusions rigides est représenté sur la figure 4a. La figure 4b montre l'extrémité du remblai au niveau de la culée.

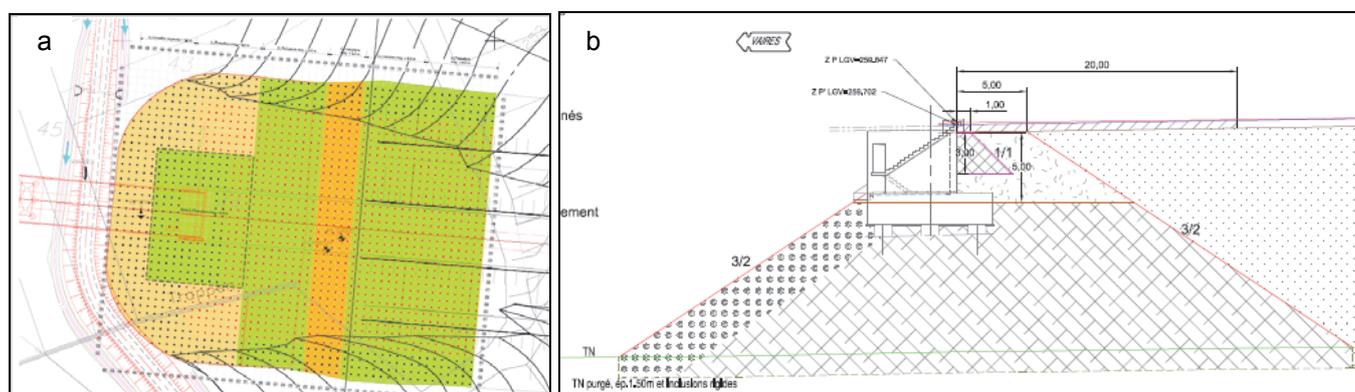


Figure 4. Vue de l'extrémité du remblai en plan (a) et en coupe longitudinale (b)

Les inclusions d'un diamètre de 600 mm sont disposées suivant un maillage carré de 2 m par 2 m. Elles sont de longueurs variables de 7,5 à 9,5 m avec un ancrage minimum de 3 m dans les alluvions anciennes ou directement dans le substratum (Couches blanches et grises ou Marnes bariolées).

### 2.3. Renforcement du matelas de répartition par géosynthétique

Le matelas de répartition est constitué de matériaux graveleux de classe GTR D2/D3 en substitution de la couche de 1,5 m en surface des alluvions modernes. Le compactage devait permettre d'atteindre un module  $E_{V2}$  supérieur à 50 MPa.

Le renforcement du matelas par un géosynthétique de très forte résistance était également prévu, afin d'obtenir un meilleur transfert des charges du remblai vers les inclusions et diminuer la déformabilité de la couche de répartition. Les deux nappes croisées devaient être positionnées à 1 m au-dessus de la base du matelas, soit à 50 cm au-dessus des têtes des inclusions rigides (Figure 5), celles-ci étant recépées à l'intérieur du matelas de répartition sur une hauteur de 50 cm. Il n'y a donc pas de contact direct entre les inclusions et les nappes de renforcement géosynthétiques.

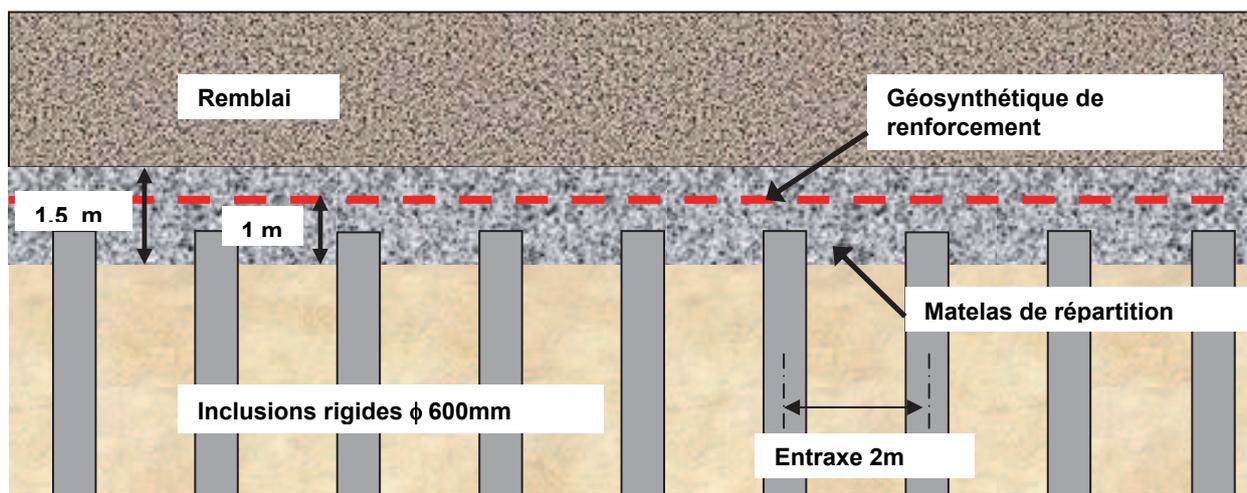


Figure 5. Coupe schématique du matelas de répartition

### 3. Dimensionnement du géosynthétique

Le dimensionnement du géosynthétique a été réalisé selon la méthode publiée dans la norme du British Standard BS8006-1 (2010).

#### 3.1 Hypothèses de calculs

Les hypothèses et les caractéristiques utilisées pour le dimensionnement du géosynthétique de renforcement sont données dans le tableau 1 :

Tableau 1. Caractéristiques du remblai et des inclusions

Hauteur maximale du remblai	H	16,5 m
Distance (entraxe) entre inclusions	s	2 m x 2 m
Diamètre des têtes d'inclusions	D	600 mm
Poids volumique du remblai	$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement interne du matériau	$\phi'_{\text{remblai}}$	35 degrés
Angle de frottement du sol d'assise	$\phi'_{\text{assise}}$	35 degrés
Surcharge ferroviaire	$q_t$	30 kPa
Épaisseur totale du matelas de transfert de charge	$h_{\text{matelas}}$	1,5 m
Épaisseur du matelas de transfert au-dessus des inclusions	$h_{\text{transfert}}$	1 m

La méthode est définie pour des têtes de pieux carrés. Pour des pieux à tête circulaire, le côté d'une tête carrée équivalente s'écrit :

$$a = \sqrt{D^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 0,886 \times D \quad (1)$$

Le calcul est conduit aux États Limites Ultimes, avec les coefficients partiels proposés dans la BS8006 et qui figurent dans le tableau 2.

Tableau 2. Coefficients de sécurité partiels à l'ELU

Coefficient partiel sur la masse volumique	$f_{fs}$	1,3
Coefficient partiel sur l'angle frottement interne	$f_{ms}$	1
Coefficient partiel sur les charges temporaires	$f_f$	1,3
Coefficient partiel sur les charges permanentes	$f_q$	1,2
Coefficient partiel sur l'effort en traction pour le dimensionnement de l'ancrage	$f_p$	1,3

On peut noter que ces coefficients partiels sont différents de ceux correspondant à l'approche de calcul 2 définie dans l'Annexe Nationale NF EN 1997-1/NA de l'Eurocode 7 (2005) et proposés dans le guide de recommandations ASIRI (2012).

Il est recherché la résistance en traction nécessaire pour un allongement de calcul maximal. Conformément à la BS8006 (2010) et compte tenu de l'épaisseur importante du remblai qui permet à des mécanismes de voûtes de se développer, l'allongement maximal du géosynthétique a été fixé à 6% à long terme après fluage.

Les efforts latéraux induits sur les inclusions par la poussée horizontale du remblai sont repris par un ferrailage spécifique. Le géosynthétique n'est donc pas dimensionné pour reprendre ces efforts.

### 3.2 Principe de la méthode

Le rapport entre  $p'_c$ , la contrainte verticale sur la tête d'inclusion et  $\sigma'_v$ , la contrainte verticale à la base du remblai, est donné par la formule de Marston (BS8006-1 : 2010) :

$$\left(\frac{p'_c}{\sigma'_v}\right) = [C_c \cdot a / H]^2 \quad (2)$$

où  $C_c$  est le coefficient de voûte. Pour des pieux travaillant essentiellement en pointe,  $C_c$  s'écrit :

$$C_c = 1,95 \cdot H/a - 0,18. \quad (3)$$

On en déduit la charge verticale appliquée sur la bande de géosynthétique de largeur « a » entre deux inclusions espacées d'une longueur « s ». Comme la hauteur  $H=16,5$  m est supérieure à la valeur critique ( $H_c = 1,4(s-a) = 1,96$  m), la charge verticale  $W_t$  à reprendre par le géotextile est donnée par la formule suivante:

$$W_t = \frac{1,4 s f_{fs} \gamma (s-a)}{s^2 - a^2} \left[ s^2 - a^2 \frac{p'_c}{\sigma'_v} \right] \quad (4)$$

On peut noter que cette modélisation considère que la surcharge n'a plus d'impact sur l'effort vertical transmis au géosynthétique, en raison de l'épaisseur importante du remblai par rapport à l'espacement des inclusions. Cependant, la norme BS8006 préconise de fixer une valeur minimale de  $W_t$  égale à 15% de la charge verticale du remblai. Pour une distribution homogène de la charge entre les inclusions, une déformée parabolique et  $\varepsilon$  l'allongement du géosynthétique (Figure 6), la résistance à la traction  $T_{rp}$  nécessaire au support de la charge  $W_t$  s'écrit :

$$T_{rp} = \frac{W_t \cdot (s-a)}{2 \cdot a} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad (5)$$

Le tassement « y » entre inclusions est donnée par la formule suivante pour une déformée parabolique:

$$y = (s-a) \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \varepsilon}{8}} \quad (6)$$

Remarque : L'hypothèse d'une déformée parabolique correspond à un modèle dans lequel la réaction du sol support n'est pas prise en compte et surestime la flèche au centre de la maille. Cependant et compte tenu de la forte épaisseur du remblai, aucun tassement différentiel n'était attendu en tête de remblai.

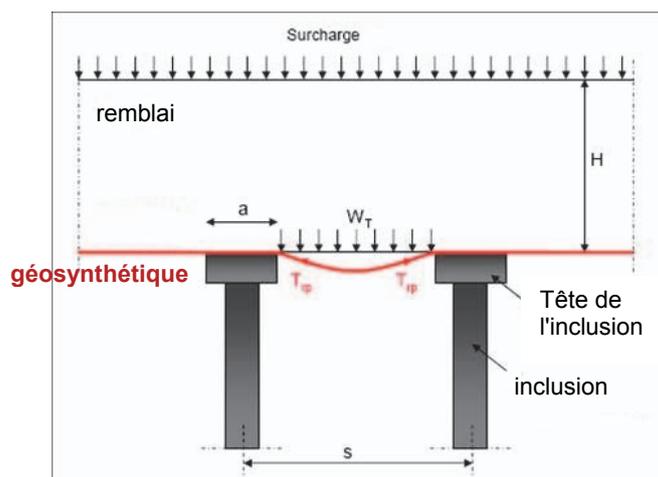


Figure 6. Schéma de principe du renforcement par géosynthétique

La figure 6 montre la représentation schématique du modèle de calcul avec le renforcement placé au niveau des têtes d'inclusions. Ce modèle ne considère pas la position réelle de la nappe qui devrait être positionnée à 50cm dans le matelas de transfert de charge, La valeur H prise en compte est celle de la hauteur de remblai et du matelas au dessus du géosynthétique.

### 3.3. Choix du géosynthétique

Le choix du géosynthétique est principalement dicté par son comportement en traction à long terme. La traction  $T_{rp}$  dans les renforcements horizontaux géosynthétiques doit être inférieure à la résistance à long terme du matériau  $T_{adm}$  :

$$T_{rp} \leq T_{adm} = \frac{T_{ULT}}{\gamma_{geo}} \quad (7)$$

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

$$\gamma_{geo} = \gamma_{M;t} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{viel} \cdot \Gamma_{instal} \quad (8)$$

$\gamma_{M;t}$  égal à 1,25 est le facteur partiel sur le matériau.

$\Gamma_{flu}$  est le coefficient partiel lié au comportement en fonction du temps des géosynthétiques. L'application de ce coefficient permet, pour la durée d'utilisation de l'ouvrage, de considérer l'influence du fluage sur la résistance en traction des renforcements géosynthétiques et de limiter les déformations de l'ouvrage.

$\Gamma_{viel}$  est le coefficient partiel lié au vieillissement des produits géosynthétiques, par exemple par hydrolyse ou oxydation, dépendant des conditions d'environnement du produit.

$\Gamma_{instal}$  est le coefficient partiel correspondant à l'endommagement des renforcements géosynthétiques produit par leur installation et le compactage des remblais.

Pour s'assurer que la déformation maximale du géosynthétique de 6% après fluage ne sera pas atteinte et déterminer le taux de charge maximal admissible, on utilise la courbe isochrone (Figure 7) du géosynthétique correspondant à la durée de service du géosynthétique fixée à 114 ans ou 1 million d'heures. Pour cet ouvrage, le taux de charge maximal est de 45%, soit un coefficient partiel  $\Gamma_{flu} = 2,22$ .

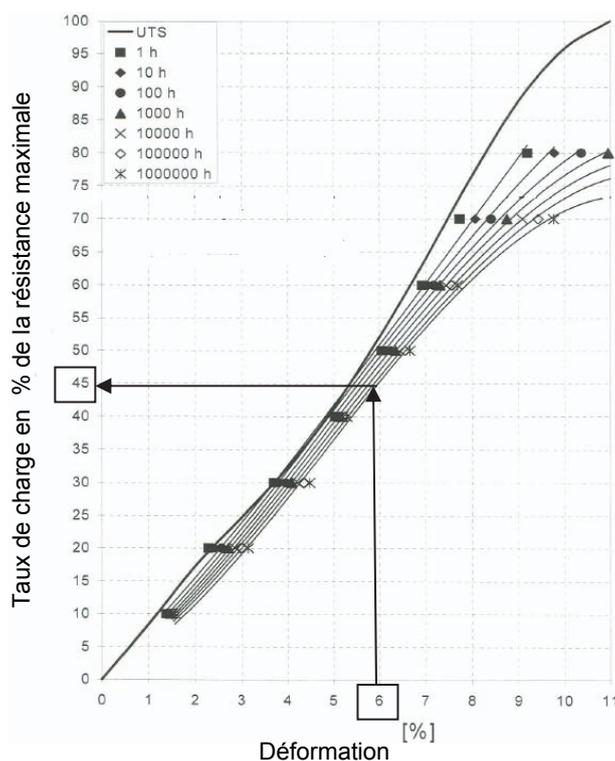


Figure 7. Courbes isochrones du géosynthétique

Remarque sur le coefficient d'endommagement : La solution initiale prévoyait la mise en œuvre d'une GNT 0/150 sur le géosynthétique. L'emploi de ce type de matériau associé à une énergie de compactage importante aurait conduit à une mise en œuvre « très sévère » et à l'usage d'un coefficient de réduction important (valeur forfaitaire de 2,5 dans la norme NF P 94 270). En solution alternative, un matériau moins grossier de type GNT 0/40 a été mis en œuvre sur le géosynthétique, permettant de préserver celui-ci de l'endommagement et de retenir un coefficient de réduction plus faible. Sous le géosynthétique, une GNT 0/150 parfaitement compactée a été maintenue (Figure 8).



Figure 8. Terrassements de la base du remblai

Pour cette configuration et avec l'application des coefficients partiels associés, le dimensionnement a conduit au choix du Geolon® PET1000. C'est un géotextile tissé constitué de câbles polyester haute ténacité et dont la résistance est supérieure à 1000 kN/m pour une déformation de 10%. Le tableau 3 donne les principaux résultats obtenus avec la méthode BS8006 (2010).

Tableau 3 - Résultats principaux du calcul

Charge verticale $W_i$ entre deux inclusions	160 kN/m <sup>2</sup>
Tension de calcul $T_{rp}$ (calcul à 6% de déformation)	427 kN/m
Résistance à la traction à la rupture (à 10% de déformation)	>950 kN/m
Raideur du géosynthétique	10000 kN/m
Flèche entre 2 inclusions (déformée parabolique sans sol support)	21 cm

### 3.4. Installation du géosynthétique

Des nappes de géosynthétique ont été déroulées sur toute la surface, avec un recouvrement latéral de 30 cm dans la direction du remblai (Figure 9). Ensuite, d'autres nappes ont été disposées perpendiculairement aux premières pour assurer un renforcement identique dans les deux directions.



Figure 9. Mise en place des nappes de géosynthétique

## 4. Conclusions

Le renforcement par géosynthétique de la base de remblai sur inclusions rigides est une technique simple et rapide à mettre en œuvre en comparaison avec les solutions utilisant des dalles. Son utilisation pour l'ouvrage de Sarraltroff montre qu'elle peut être appliquée sous des infrastructures sensibles telles qu'une ligne ferroviaire à grande vitesse pour des hauteurs de remblai importantes, sur la base d'un dimensionnement conforme aux méthodes de calculs éprouvées et reconnues.

## 5. Références bibliographiques

- ASIRI (2012). Recommandations pour la conception, le dimensionnement et le contrôle de l'amélioration des sols de fondations par inclusions rigides – IREX Presses des Ponts, 383 pages
- Briançon L. (2002). Renforcement des sols par inclusions rigides - État de l'art en France et à l'étranger. Paris, IREX
- BS 8006-1 (2010). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills - British Standard.
- Han J., Gabr M.A. (2002). Numerical analysis of Geosynthetic reinforced and pile supported earth platform over soft soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, January 2002, pp 44-53.
- NF EN 1997-1 (2005) /NA. Eurocode 7 — Calcul géotechnique — Partie 1: Règles générales - Annexe Nationale à la NF EN 1997-1:2005. AFNOR
- NF P 94270 (2009). Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement- Remblais renforcés et massifs en sol cloué. AFNOR