

## **RENFORCEMENT DE BASE DE REMBLAIS SUR ZONE À RISQUE D'EFFONDREMENT – NOUVELLE NORME XP G 38063-2**

### **BASAL REINFORCEMENT OF EMBANKMENT OVER SOIL SUBSIDENCE AREA – NEW STANDARD XP G38063-2**

Alain NANCEY <sup>1</sup>, Philippe DELMAS <sup>2</sup>  
*1 TenCate Geosynthetics, Bezons, France*  
*2 Cnam, Paris, France*

**RÉSUMÉ** – Le renforcement par géosynthétiques pour limiter les conséquences d'un effondrement localisé du sol sous les ouvrages routiers et ferroviaires est apparu dans les années 1990. C'est une technique devenue courante et qui a fait l'objet de programmes de recherche conséquents. Les résultats des études et l'analyse des mesures sur des ouvrages instrumentés ont permis une optimisation du dimensionnement. Le projet de norme PR XPG 38063-2 pour le renforcement de base de remblai fixe les règles de justifications des ouvrages sur zones à risque de cavités potentielles et fournira aux utilisateurs un outil adapté à cette utilisation.

Mots-clés : cavités, effondrements, renforcement, norme.

**ABSTRACT** – Geosynthetic reinforcement to limit the consequences of a localized collapse of the ground under road and railway structure appeared in the 1990s. This technique has become common and has been the subject of significant research programs. The results of the studies and the analysis of the measurements on instrumented works allowed an optimization of the design. The PR XPG 38063-2 standard for basal reinforcement establishes the rules for justifying works on potential cavity risk areas and will provide users with a tool adapted to this use.

Keywords: cavities, collapses, reinforcement, standard.

### **1. Introduction**

D'origine naturelle (érosion interne du sol) ou provenant d'activités humaines (pompage d'eau, mines et carrières souterraines instables, tranchées enterrées, ...), les effondrements de sols présentent un risque vis-à-vis de la sécurité et de l'utilisation des ouvrages. Le renforcement par géosynthétique de la base de remblais en prévention contre les effondrements est une solution qui a montré son efficacité depuis plus d'une trentaine d'années. L'expérience acquise principalement lors des expérimentations en grandeur réelle, mais aussi sur des ouvrages a permis de mieux connaître les mécanismes des remblais renforcés et d'élaborer des méthodes de calculs pertinentes.

La conception d'un renforcement sur cavité ne se limite pas à un simple calcul de résistance en traction, mais doit intégrer toutes les contraintes liées à la sécurité ou à l'exploitation de l'ouvrage, telle que la déformation admissible pour la durée de sollicitation du renforcement. Le projet de norme PR XPG 38063-2 sur le « Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements », décrit la démarche pour la conception et la justification des ouvrages, en s'appuyant sur une approche du dimensionnement par les états limites de services et les états limites ultimes qui permet de caractériser le géosynthétique pouvant répondre aux critères de déformations et de rupture des ouvrages.

### **2. L'ouvrage et les critères de sécurité et d'exploitation**

Une cavité remontant en surface se caractérise par sa forme et sa dimension, deux informations indispensables pour le dimensionnement. Pour la zone considérée, la valeur de calcul sera la largeur de la tranchée dans le cas d'un effondrement linéaire ou le diamètre pour une cavité circulaire. Delmas et al. (2015) ont montré la très grande sensibilité du tassement de surface vis-à-vis de la dimension de la cavité. La valeur de dimension retenue doit donc tenir compte de la variation des valeurs in situ et être définie avec précaution en tant que valeur maximum.

Lorsqu'un fontis remonte jusqu'au niveau du géosynthétique, celui-ci a pour objectif d'empêcher l'effondrement du sol sus-jacent dans la cavité. De fait, le géosynthétique doit supporter les charges permanentes et les charges liées au trafic. Sous l'effet de ces charges, le géosynthétique va se déformer en membrane au-dessus de la cavité, entraînant sa mise en tension. Les efforts de traction dans le géosynthétique sont équilibrés grâce à une mobilisation progressive des ancrages de part et d'autre de la cavité. Au cours de ce phénomène d'affaissement contenu, le sol subjacent va se déformer, entraînant un tassement de la structure en surface. La bonne conception du renforcement vise à dimensionner le géosynthétique pour contenir les déformations et, en particulier, le tassement en surface dans une limite acceptable pour l'exploitant tout en évitant la rupture du géosynthétique.

La figure 1 présente le principe de fonctionnement d'une structure renforcée par géosynthétique lors de la remontée du fontis au niveau du terrain naturel, et au cours du temps.

Plusieurs périodes de temps peuvent être distinguées :

- la période (I) : mise en place du géosynthétique et construction de la structure ;
- la période (II) : la cavité n'est pas remontée en surface ; la structure repose sur le terrain naturel ;
- la période (III) : ouverture de la cavité jusqu'à la dimension nominale ; cette phase peut être brutale, ou s'étendre sur une période plus ou moins longue ;
- la période (IV) : la cavité a atteint sa géométrie définitive jusqu'à la fin de la durée de service de l'ouvrage ; cette dernière peut correspondre soit à la durée de vie initiale prévue pour l'ouvrage (par exemple 100 ans) soit à la durée nécessaire à la réparation de l'ouvrage (en général quelques mois).

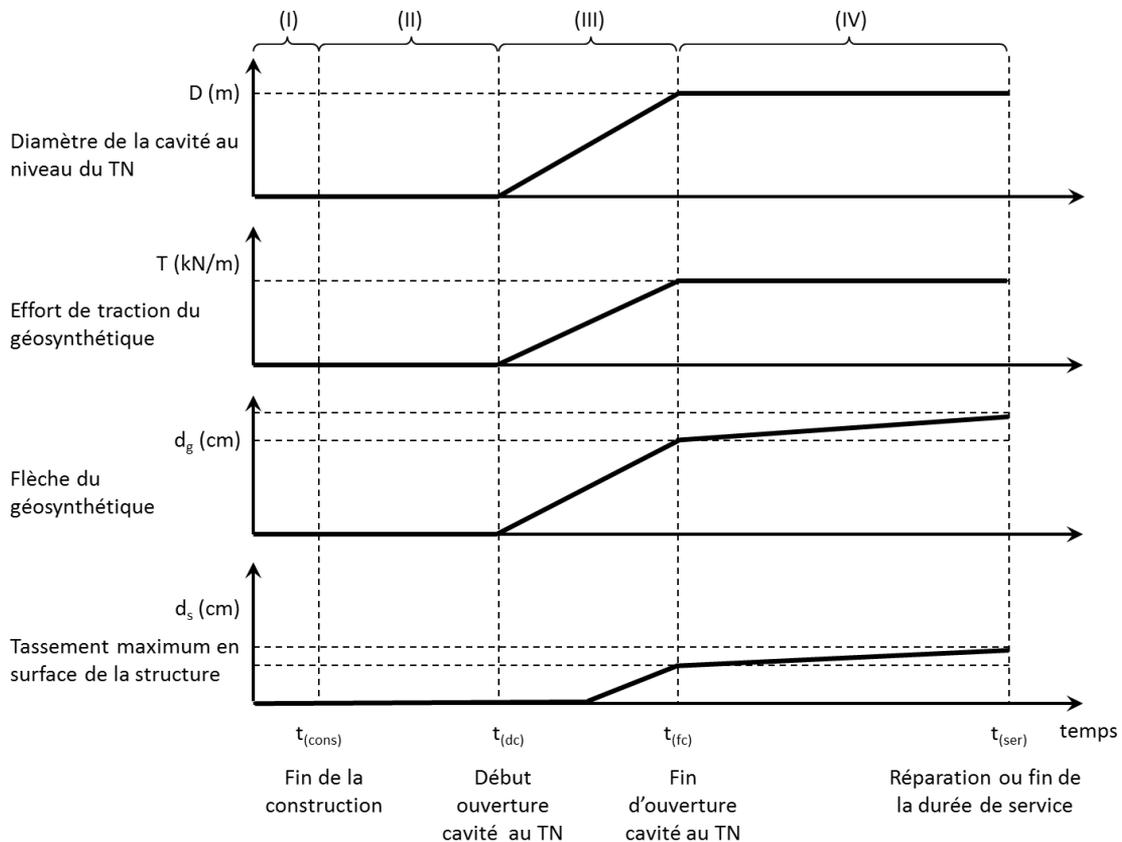


Figure 1. Principe de fonctionnement d'une structure renforcée par géosynthétique avant et après la remontée d'une cavité en surface du terrain naturel

## 2.1. Description géométrique de l'ouvrage

La géométrie d'un remblai renforcé peut se décrire de manière simple en utilisant deux grandeurs représentées sur la figure 2 : la portée du renforcement  $D$  et la hauteur du remblai  $H$ .

La portée du renforcement  $D$  est liée à la taille de la cavité et sa géométrie. Dans le cas d'une cavité circulaire, la portée est égale au diamètre de l'effondrement. Pour les cavités linéaires, la portée de dimensionnement doit tenir compte de l'orientation du renforcement par rapport à l'axe de l'effondrement.

Un remblai renforcé sur cavité est modélisé par une couche de hauteur  $H$  reposant sur le géosynthétique de renforcement, généralement posé au niveau du terrain naturel. La hauteur  $H$  ne prend en compte que l'épaisseur de matériaux granulaires constituant le corps du remblai. Les couches de chaussée, ou pour les voies ferrées de la superstructure (ballast, rails, traverses), sont prises en compte sous forme d'une surcharge permanente. Le cas des couches traitées n'est pas abordé dans la norme, mais celle-ci peuvent être prises en compte comme une surcharge permanente le cas échéant. Le trafic est représenté par une surcharge variable. On définit l'interface de calcul comme la surface du remblai sur laquelle s'appliquent les surcharges (Figure 2).

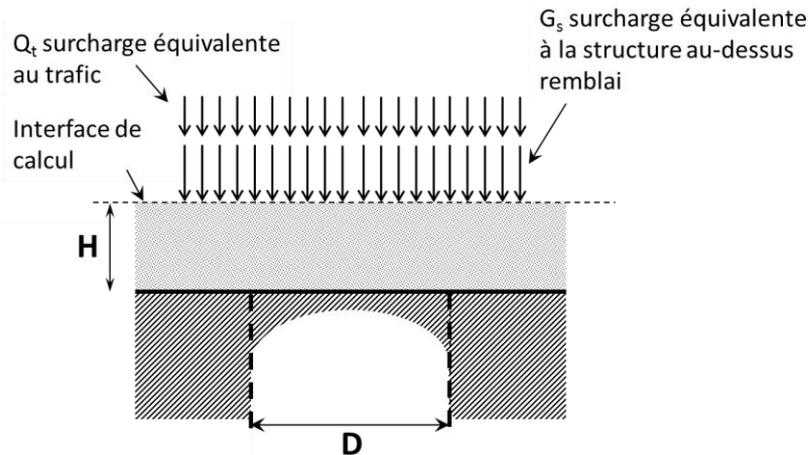


Figure 2. Modélisation de l'ouvrage

Lorsque les conditions l'autorisent, il peut être intéressant d'augmenter la hauteur  $H$  pour permettre un plus grand report de charge vers les bords de la cavité et pour limiter les déformations.

## 2.2. Critères de tassements en surface du remblai

Le tassement peut entraîner la ruine de l'ouvrage par déformation excessive de la structure, même s'il n'y a pas rupture du géosynthétique. Ce tassement correspondant à un état limite ultime est toutefois difficile à définir. Dans la pratique, on utilise plutôt le tassement fixé à l'état limite de service et permettant de maintenir l'exploitation, même réduite, de l'ouvrage. Ce tassement maximum admissible s'applique au niveau de l'interface de calcul.

Ce critère est souvent, exprimé sous la forme du tassement relatif ( $d_s/D_s$ ), défini comme le rapport entre le tassement maximum admissible et la dimension du désordre en surface  $D_s$ . Le tableau 1 présente des exemples de valeurs de tassement de surface admissible couramment utilisées.

Tableau 1. Exemples de valeurs de tassement admissible  $d_s/D_s$

Voies ferrées	0 %
Autoroutes (vitesses élevées)	De 1,0 % à 1,7 %
Routes secondaires (vitesses faibles)	De 1,7 % à 2,5 %
Autres routes urbaines, parking, etc.	De 2,5 % à 7 %
Parcs et zones piétonnes	Jusqu'à 10 %

La valeur de tassement admissible doit être choisie pour la durée de sollicitation déterminée en fonction de la stratégie de maintenance définie pour l'ouvrage. La durée de sollicitation effective est la durée pendant laquelle le géosynthétique est mis en tension. Elle correspond à la période de temps comprise entre l'apparition de la cavité au niveau du renforcement et la réparation de l'ouvrage (cas d'un renforcement provisoire), ou par défaut à la durée d'utilisation du projet (cas d'un renforcement définitif).

La prise en compte du fluage est relative à la durée de sollicitation mais le vieillissement chimique du polymère constitutif du géosynthétique commence lors de l'installation et s'opère sur la durée de vie de l'ouvrage.

### 2.3. États limites ultimes et états limites de services

Le projet de norme définit deux états limites ultimes se rapportant à la rupture du géosynthétique et à son ancrage. Dans le cas d'un ouvrage sur cavité, la rupture du géosynthétique ne permet plus de supporter les charges venant du remblai et provoque l'effondrement de la structure. C'est un état limite ultime de type STR dans lequel la résistance des matériaux de la structure contribue significativement à la résistance » tel que défini dans l'Eurocode 7, référence NF EN 1997-1 (2005). Un dispositif d'ancrage insuffisant (longueur d'ancrage ou tranchée) entraîne le glissement du géosynthétique, ce qui peut provoquer des déformations excessives voir l'effondrement complet de la structure. La rupture de l'ancrage correspond à un état limite ultime de type STR/GEO.

La vérification des états limites ultimes est effectuée en utilisant l'approche de calcul 2 selon les Eurocodes et l'annexe nationale NF EN 1997-1/NA (2006) :

- la résistance à la traction du géosynthétique de renforcement pour la durée de service  $R_{t;d}$  est supérieure à la valeur de la traction de calcul  $T_{max;ELU}$  ;
- la résistance de l'ancrage  $R_{A;d}$  est supérieure à  $T_{max;ELU}$ , la tension de calcul du géosynthétique en zone d'ancrage à l'ELU.

L'état limite de service principal est défini par le tassement au niveau de l'interface de calcul, cf. §2.2. A l'état limite de service, il faut vérifier que :

- la déformation du géosynthétique  $\epsilon_{calc}$  reste inférieure ou égale à la déformation maximale admissible  $\epsilon_{adm}$ , reliée au critère de tassement maximum admissible ;
- la résistance à la traction du géosynthétique de renforcement à la déformation admissible pour la durée de service  $R_{t;d}(\epsilon)$  est supérieure à la valeur de la traction de calcul  $T_{max}(\epsilon)$  ;
- la résistance de l'ancrage  $R_{A;d}$  est supérieure à  $T_{max}(\epsilon)$ , la tension du géosynthétique en zone d'ancrage à l'ELS.

## 3. Dimensionnement du géosynthétique

### 3.1 Comportement du remblai – coefficient d'expansion

Pour traduire le tassement de surface (à l'interface de calcul) en critère de déformation admissible géosynthétique de renforcement, la connaissance du comportement de la couche de remblai est nécessaire. Dans le projet de norme, l'approche retenue est celle proposée par Giroud et al. (1990) qui suppose un effondrement quasi vertical avec confinement latéral réduisant les efforts verticaux sur le géosynthétique. Les expérimentations RAFAEL (Gourc et al., 1999) ont montré un effondrement vertical du remblai pour les configurations étudiées au-dessus du géosynthétique de renforcement. La synthèse de résultats récents (Delmas et al., 2015), confirme cette valeur pour un matériau granulaire.

Dans la méthode de calcul proposée par Blivet et al. (2001), cette approche est complétée par la prise en compte de l'expansion du sol au-dessus du géosynthétique. L'expansion correspond à l'augmentation de volume du sol au-dessus du renforcement qui peut se produire lors de l'effondrement selon le type de matériau. Le coefficient d'expansion  $C_e$ , dépend principalement du type de matériau et du niveau de compacité initial du remblai. Il peut atteindre une valeur de 1,15 pour des sols de remblais à forte granularité, mais « des valeurs de 1,03 à 1,1 sont plus appropriées pour des matériaux de remblais courants. » (Briançon et Villard, 2006). Dans le projet de norme, des valeurs indicatives du coefficient d'expansion sont données : 1,03 pour des matériaux roulés, 1,05 pour des matériaux anguleux.

La déflexion maximale du géosynthétique  $d_{g,max}$  est reliée à la déformation admissible en surface (interface de calcul)  $d_{s,max}$  par l'expression suivante :

$$d_{g,max} = d_{s,max} + 2.H (C_e - 1) \quad (1)$$

### 3.2 Calcul de la contrainte verticale moyenne sur le renforcement

La valeur de la contrainte moyenne  $q$  agissant sur le géosynthétique peut être obtenue en considérant le mécanisme d'effondrement cylindrique proposé par Terzaghi (1943) et la surcharge  $p$  à partir de l'équation (2) pour un effondrement circulaire ou de l'équation (3) pour un effondrement linéaire. avec les paramètres  $K$  coefficient de poussée,  $\varphi'$  angle de frottement et  $\gamma$  poids volumique du matériau de remblai.

$$q = \gamma_G \frac{D \cdot \gamma}{4 K \cdot \tan \varphi'} \left( 1 - e^{\frac{-4 K \cdot H \cdot \tan \varphi'}{D}} \right) + p \cdot e^{\frac{-4 K \cdot H \cdot \tan \varphi'}{D}} \quad (2)$$

$$q = \gamma_G \frac{D \cdot \gamma}{2 K \cdot \tan \varphi'} \left( 1 - e^{\frac{-2 K \cdot H \cdot \tan \varphi'}{D}} \right) + p \cdot e^{\frac{-2 K \cdot H \cdot \tan \varphi'}{D}} \quad (3)$$

où p est la surcharge pondérée combinant les charges permanentes et provisoires et qui s'écrit :

$$p = \gamma_G \cdot G_{s;k} + \gamma_Q \cdot Q_{t;k} \quad (4)$$

Le tableau 2 donne les coefficients partiels qui s'appliquent aux ELU et ELS.

Tableau 2. Coefficients partiels sur les actions et sur les résistances aux ELU

Action ou résistance	Symbole	Coefficients partiels ELU	Coefficients partiels ELS
Surcharge permanente défavorable	$\gamma_G$	1,35	1,0
Surcharge variable défavorable	$\gamma_Q$	1,5	1,0
Résistance de l'interface	$\gamma_{R,f}$	1,35	1,0

### 3.3 Calcul de la traction et de la déformation du géosynthétique de renforcement pour le tassement admissible

La méthode de calcul pour déterminer la déformation et la tension du géosynthétique est celle développée par Briançon et Villard (2008). Elle intègre la prise en compte du déplacement latéral du géosynthétique de part et d'autre de la cavité lors de son ouverture et sous l'effet du chargement. Ce déplacement est nécessaire à la mobilisation des efforts à l'interface sol/géosynthétique et à la mise en tension de la nappe. Une loi d'interaction de type élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb est utilisée

Cette méthode, dont les mécanismes sont représentés sur la figure 3, considère que la distribution de contrainte sur le géotextile est verticale et uniforme. L'application d'une charge uniforme conduit à une déformée parabolique de la nappe.

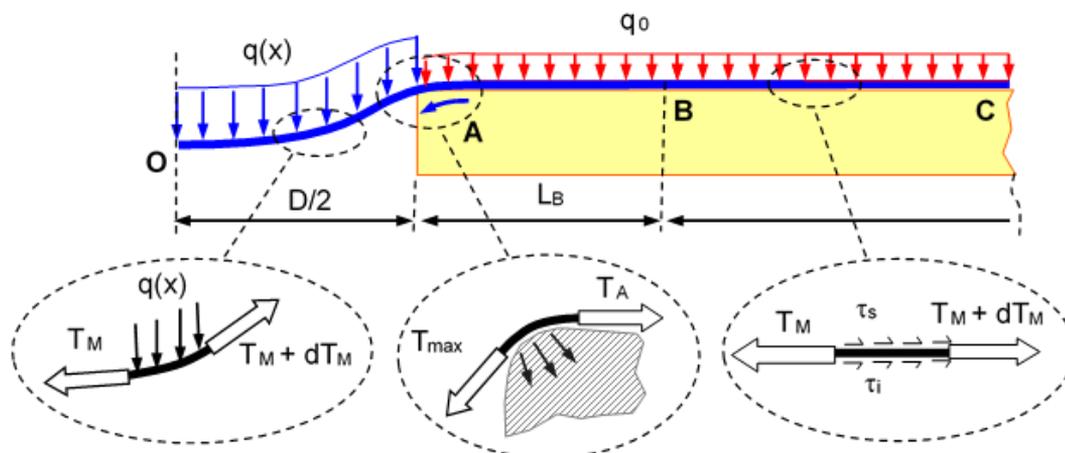


Figure 3. Mécanismes pris en considération pour le dimensionnement

La résolution des équations d'équilibres permet d'évaluer les caractéristiques du géosynthétique pour le critère de tassement admissible à l'état limite de service.

- la déflexion du géosynthétique  $d_{g,max}$  déterminée par l'équation (1) permet de calculer la variable  $\beta$ , l'angle que fait la nappe avec l'horizontale au point A (Fig. 3):

$$\beta = \frac{4 \cdot d_{g,max}}{D} \quad (5)$$

- la traction maximale dans le géosynthétique  $T_{max}$  :

$$T_{max} = \frac{q \cdot D}{2 \cdot \beta} \sqrt{1 + \beta^2} \quad (6)$$

- la déformation du géosynthétique à partir de la raideur du géosynthétique J:

$$\varepsilon_g = \frac{T_{max}}{J} \quad (7)$$

- la traction dans le géosynthétique dans la zone d'ancrage au bord de la cavité:

$$T_A = \frac{q \cdot D}{2 \cdot \beta} \sqrt{1 + \beta^2} / [e^{\alpha \cdot A \cdot \tan \beta \cdot \tan \delta_i}] \quad (8)$$

où :

- $\delta_i$  est l'angle de frottement de l'interface inférieur du géosynthétique
- $\alpha = U_A / U_0$  si  $U_A \geq U_0$  ou  $\alpha = 1$  si  $U_A > U_0$  avec  $U_A$  le déplacement au point A et  $U_0$  le déplacement pour mobiliser l'ancrage,

À l'état limite ultime, la traction maximale du géosynthétique est calculée à la déformation ultime du géosynthétique :

$$T_{max} = \frac{q \cdot D}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon_{ult}}} \quad (9)$$

### 3.4 Choix et vérification du géosynthétique de renforcement

#### 3.4.1 Vérification de la résistance à la traction à l'état limite ultime

La valeur de calcul de la résistance à la traction du géosynthétique de renforcement  $R_{t;d}$  doit être supérieure à la valeur de la traction de calcul  $T_{max;ELU}$ . La valeur de calcul que l'on appelle aussi résistance à long terme en traction  $R_{t;d}$  est calculée à partir de la résistance ultime  $R_{t;k}$  du géosynthétique, mesurée à partir de l'essai de traction NF EN ISO 10319 :

$$R_{t;d} = (1/\Gamma_{géo}) R_{t;k} \quad (10)$$

$\Gamma_{géo}$  est le coefficient qui intègre le facteur partiel de la résistance en traction ( $\gamma_{M;t}$ ) et les coefficients réducteurs qui permettent de prendre en compte le comportement dans le temps du géosynthétique :

$$\Gamma_{géo} = \gamma_{M;t} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{vieil} \cdot \Gamma_{instal} \quad (11)$$

avec

- $\gamma_{M;t}$  facteur partiel de la résistance en traction,

- $\Gamma_{flu}$  coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction lors du fluage des renforcements géosynthétiques. Ce coefficient est déterminé pour la durée de service ;
- $\Gamma_{vieil}$  coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction due au vieillissement des géosynthétiques dépendant des conditions d'environnement. Ce coefficient est déterminé pour la durée de service ;
- $\Gamma_{instal}$  coefficient de réduction correspondant à la réduction de la résistance en traction due à l'endommagement des géosynthétiques lors de leur installation et du compactage des remblais.

### 3.4.2 Vérification de la résistance en traction à l'état limite de service

La valeur de calcul de la résistance à la traction du géosynthétique de renforcement  $R_{t;d}(\varepsilon)$  à la déformation admissible  $\varepsilon$  doit être supérieure à  $T_{max(\varepsilon)}$  la valeur de la traction de calcul.

La valeur de calcul de l'effort de traction  $R_{t;d}(\varepsilon)$  à la déformation  $\varepsilon$  et pour la durée de service ( $t_{ser}$ ) se calcule à partir des courbes isochrones et de la résistance caractéristique à court terme  $R_{t;k}$  mesurée suivant la norme NF EN ISO 10319. Sur la courbe isochrone correspondant à la durée de service ( $t_{ser}$ ) on détermine le rapport  $T(\varepsilon)/T_{ult}$  à la déformation  $\varepsilon$ , (Figure 4)

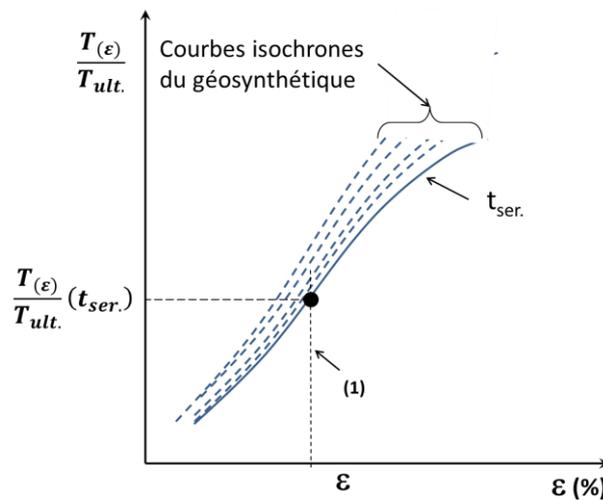


Figure 4. Évaluation du rapport  $T(\varepsilon)/T_{ult}$  à partir de la courbe isochrone ( $t_{ser}$ )

La résistance en traction  $R_{t;d}(\varepsilon)$  à la durée de service ( $t_{ser}$ ) pour la déformation ( $\varepsilon$ ) est évaluée à partir de la résistance du géosynthétique  $R_{t;k}$  en appliquant le coefficient  $C_{géo}$  qui intègre le facteur partiel de la résistance en traction  $\gamma_{M;t}$  pris égal à 1 à l'ELS et les coefficients réducteurs qui permettent de prendre en compte le vieillissement et l'endommagement du géosynthétique à la déformation ( $\varepsilon$ ).

$$R_{t;d}(\varepsilon)(t_{ser}) = \left( \frac{1}{C_{géo}(\varepsilon)} \right) \cdot \frac{T(\varepsilon)}{T_{ult}}(t_{ser}) \cdot R_{t;k} \quad (12)$$

avec

$$C_{géo}(\varepsilon) = \gamma_{M;t} \cdot C_{vieil}(\varepsilon) \cdot C_{instal}(\varepsilon) \quad (13)$$

$\gamma_{M;t}$  facteur partiel de la résistance en traction pris égal à 1 à l'ELS

$C_{vieil}(\varepsilon)$  coefficient de réduction lié à la réduction de la résistance en traction due au vieillissement des géosynthétiques dépendant des conditions d'environnement évalué à la déformation ( $\varepsilon$ ) pour la durée de service.

$C_{instal}(\varepsilon)$  le coefficient de réduction correspondant à la réduction de la résistance en traction due à l'endommagement des renforcements géosynthétiques lors de leur installation et du compactage des remblais mesurée à la déformation ( $\varepsilon$ )

### 3.4.3 Vérification de l'ancrage

La valeur de calcul de la résistance de l'ancrage doit être supérieure à  $T_{max(\varepsilon)}$  et  $T_{max}$  les valeurs de la traction de calcul aux ELU et à l'ELS du géosynthétique. Il faut vérifier la longueur d'ancrage minimale à respecter de part et d'autre de la cavité pour un ancrage à plat et la longueur de recouvrement minimale entre deux nappes consécutives.

#### 4. Conclusions

Le projet de norme PR XPG 38063-2 propose aux utilisateurs, maitres d'œuvre et bureaux d'études, une aide au dimensionnement et à la conception pour les remblais renforcés vis-à-vis des risques d'effondrements. La méthode est basée sur les résultats les plus récents des recherches et expérimentations réalisées depuis une vingtaine d'années et intègre la démarche développée dans les Eurocodes pour la prise en compte de la sécurité.

#### 5. Références bibliographiques

- Blivet J.C., Khay M., Gourc J.P., Giraud H. (2001). Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localized subsidence. *Proceeding of the. Geosynthetics'2001. Conference, February 12-14, 2001, Portland, Oregon, USA, pp 741- 754.*
- Briançon L., Villard P. (2006). Dimensionnement des renforcements géosynthétiques de plateformes sur cavités. *Revue Française de Géotechnique, N° 117, 4<sup>ème</sup> trimestre 2006, pp 51-61.*
- Briançon L., Villard P. (2008). Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localised sinkholes. *Geotextiles and Geomembranes, Volume 26, 5 : pp 416-428.*
- Delmas Ph., Villard P., Huckert A. (2015). Dimensionnement à court terme et à long terme de structures renforcées par géosynthétique sur cavités potentielles : prise en compte de la sécurité, *CR 10<sup>ème</sup> Rencontres géosynthétiques, pp 13-34.*
- Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F., Gross B.A. (1990). Design layer- geosynthetics system overlying voids, *Geotextiles and Geomembranes, vol.9, n°1, pp 11-50.*
- Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Blivet J.C., Khay M., Imbert B., Morbois A., Delmas Ph. (1999). Sinkholes beneath a reinforced earthfill – A large scale motorway and railway experiment *Geosynthetics' 99, Boston, Massachusetts, USA, 28-30 April 1999, 2: pp 833-846.*
- NF EN ISO 10319 (2015). Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges
- NF EN 1997-1 (2005) Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales.
- NF EN 1997-1/NA (2006). Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales Annexe nationale.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics.* J. Wiley and Sons, New York.
- PR XPG 38063-2. « 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.