

Étude et confortement d'un glissement de terrain : Conception et dimensionnement

Hakim Boumezoued. BEGETECH, Alger, Algérie. begetech@yahoo.fr
Djilali Keroua. ETRA KEROUA, Ain Defla, Algérie
RABAH ARAB. HUESKER FRANCE, rabah.arab@huesker.fr
Romain Durand. HUESKER France, romain.durand@huesker.fr
Nabila Mazani. GEOS AP, Alger, Algérie. geosap.com@hotmail.com

Résumé

Au nord de l'Algérie, la majorité des routes se développent dans des terrains très accidentés topographiquement couplé à une géologie très difficile. Les matériaux rencontrés sont des matériaux évolutifs constitués de flysch, de pélite, d'argilites, de schistes, de marnes, d'argiles, etc. Si nous associons ces particularités à des apports d'eau abondants, nous nous trouvons face à des versants et des talus instables.

Nous présenterons un glissement survenu sur le CW 162 qui s'inscrit dans un versant et qui est un axe routier stratégique dans la wilaya de Ain Defla. Ce dernier a fait l'objet de nombreux traitements sans aucune efficacité. Lors des intempéries de l'hiver 2012, l'instabilité a évolué au point où la route était coupée pendant plusieurs jours. Dans notre communication, nous exposerons l'étude hydro géotechnique, les solutions de confortement envisagées, la solution retenue, son dimensionnement et sa mise en œuvre.

1. INTRODUCTION

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels. Ils sont provoqués le plus souvent par la présence et/ou les écoulements des eaux dans le sol. Le glissement objet de cette étude concerne une route dans une zone montagneuse sur un versant à forte déclivité. L'instabilité est survenue suite à un événement pluviométrique. Il a emporté le côté aval de la route sur un linéaire de plus de 50 ml (cf. figure 1). Le côté amont est également concerné. C'est une réactivation car ce dernier a fait l'objet de nombreux traitements dans le passé qui consistait en la mise en place de butées en gabion et un drainage à l'aide de tranchées. Tous les traitements appliqués se sont avérés inefficaces.



Figure 1. Vues de l'instabilité

La visite du site a permis de cerner la typologie du glissement, ses limites et surtout son historique auprès des riverains. A chaque épisode pluviométrique, des mouvements se produisent.

2. CONTEXTE GEOTECHNIQUE

Le programme géotechnique réalisé se résume à 10 sondages au pénétromètre dynamique (5 coté amont et 5 coté aval de la chaussée), 3 sondages carottés et des essais de laboratoire (identification, mécanique). Le plan d'implantation des sondages est illustré sur la figure 2.

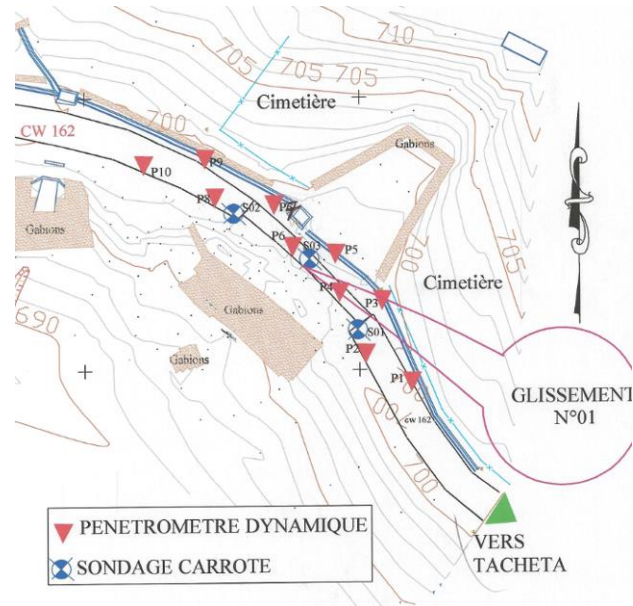


Figure 2. Plan d'implantation des sondages

La lithologie globalement mise en évidence depuis le TN par les sondages carottés est la suivante :

- de 0 à 1 m des remblais (alluvions et argiles limoneuses),
- de 1 à 8 m des argiles marneuses
- au-delà des marnes grises indurées.

L'analyse des essais PDL révèle un sol de bonne portance à partir de 7,5 m du côté aval de la chaussée et ceux de du côté amont à partir 6 m maximum. Ceci donne une indication sur le pendage des couches qui est dans le sens de la pente du versant et donc favorable au mouvement. Dans le rapport géotechnique final, il est fait référence à un niveau d'eau à - 2 m à la chaussée.

Les causes du glissement sont des écoulements souterrains de l'amont vers l'aval de la route, comme en témoigne les sources observées lors de notre visite à l'aval sur le versant (cf. figure 3), une géomorphologie favorable et la nature des terrains (sensibles à l'eau). Les travaux antérieurs ont accentué le phénomène par des recharges successives et la non mise en place d'ouvrages de drainage. L'instabilité est une coulée des matériaux des couches superficielles après leur saturation (cf. figure 4).



Figure 3. Présence de sources à l'aval de l'instabilité



Figure 4. Vue globale de l'instabilité sous forme d'une coulée

3. SOLUTION PROPOSEE ET CONTRAINTES TECHNICO-ADMINISTRATIVES

La solution proposée par le bureau d'études dans l'Avant-Projet Détaillé (APD) consiste en la réalisation d'une rangée de pieux ancrés dans les marnes grises indurées avec un entre-axe de 2,5, surmontée par un voile béton armé. Cette solution présente de nombreux inconvénients techniques dont les plus importants résident dans les faits que celle-ci ne s'attaque pas aux causes du glissement mais elle s'oppose à ses effets et qu'elle n'empêchera la coulée. A cela s'ajoute son cout. La maîtrise d'ouvrage impose le maintien de la circulation pendant la phase des travaux pour assurer la continuité du service public, ce qui impose l'aménagement d'une piste qui n'a pas fait l'objet d'aucune étude lors de l'APD.

En raison des inconvénients de la solution étudié en APD, la maîtrise d'ouvrage a demandé à l'entreprise de proposer une solution variante.

La solution proposée par l'entreprise est une solution qui s'attaque aux causes du glissement. En effet, elle combine drainage et terrassement avec un phase précis. En plus, le maintien de la circulation sera assuré pendant toute la durée des travaux. La solution proposée consiste à :

- purger tous les matériaux glissés jusqu'à atteindre le toit des marnes grises indurées ;
- réaliser des éperons drainants espacés de 5 m et de dimensions ($l=2m$; $p =1m$) raccordés à une tranchée drainante coté aval ;
- reconstruire la chaussée à l'aide d'un massif renforcé par géogrille à parement végétalisable ;
- mettre en place un caniveau d'ouvertures 0,8 m x 0,5 m, coté amont de la chaussée pour collecter les eaux de ruissellement de la chaussée et du versant amont.

Ce type de solution est largement utilisé de par le monde seul ou en combinaison avec d'autres techniques de stabilisation pour le confortement de talus instables et de glissements de terrains (Alexiew 2005 ; 2012 ; Arab et al. 2007 ; 2015 ; Gourc et al. 1995)

4. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA SOLUTION DE CONFORTEMENT

Le profil du massif renforcé considéré pour la vérification des différentes stabilités (cf. figure 5) est le suivant :

- Hauteur maximale à l'axe H_{max} : 10 m
- Pente β du parement : $1H/2V$ ($\approx 65^\circ$)
- Pente p du terrain naturel : $> : 15 \%$

Les hypothèses de calcul considérées sont les suivantes :

- Durée de service de 120 ans ;
- Surcharge routière sur remblai technique de 15 kPa ;
- Sol de remblai non traité ;
- Séisme :(RPA 99 Version 2003).

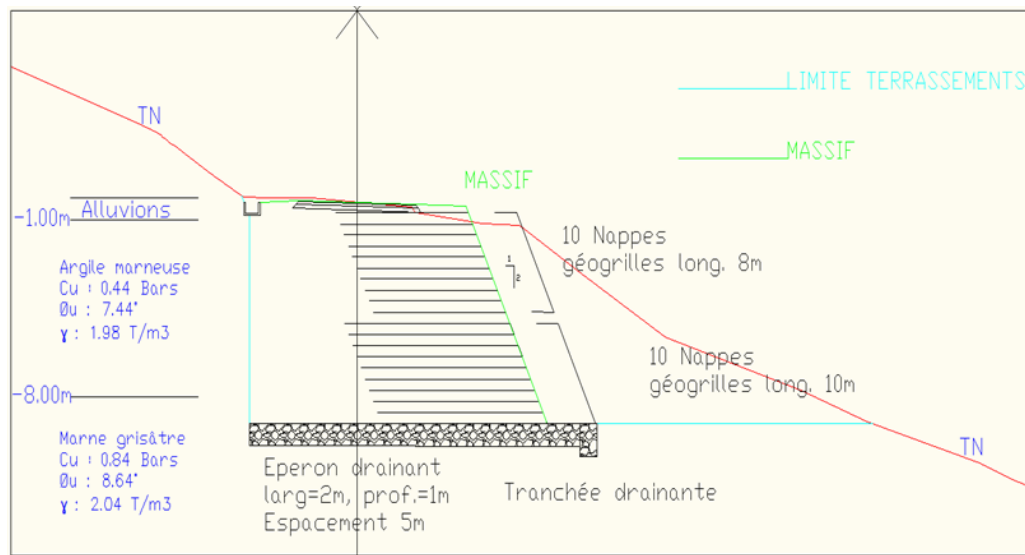


Figure 5. Coupe du massif renforcé par géo grille

Le principe général de la justification d'un ouvrage est illustré sur la figure 6. La vérification de la stabilité du massif consiste à étudier la stabilité globale, la stabilité mixte, le poinçonnement du sol de fondation et le glissement du massif à la base (Cf. figure 6).

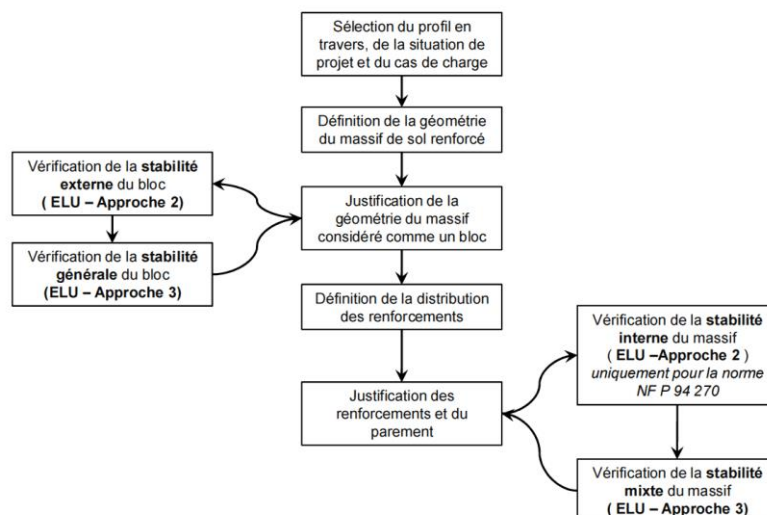


Figure 6. Principe général de la justification d'un ouvrage en sol renforcé (Conformément à la norme XP G 38064)

La stabilité globale ainsi que la stabilité mixte du talus sont vérifiées avec le logiciel GEOSTAB en utilisant la méthode de Bishop. Le poinçonnement et le glissement à la base du massif sont vérifiés analytiquement

selon la norme XP G 38 064. Pour la vérification des différentes stabilités, les approches retenues dans la norme XP G 38 064 sont synthétisés dans le tableau 1.

Tableau 1. Facteurs partiels pour les états limites ultimes (ELU)

				Approche 2	Approche 3	
				A1+M1+R2	A2+M2+R3	
Actions						
Permanente						
	favorable	γ_G	1,35	1,00	1,35	1,00
	défavorable	γ_G	1,00	1,00	1,00	1,00
Variable						
	favorable	γ_G	1,50	1,30	1,50	1,30
	défavorable	γ_G	1,00	1,00	1,00	1,00
Paramètres du sol						
	résistance au cisaillement	γ_ϕ	1,00	1,25	1,00	1,25
	cohésion drainée	γ_c	1,00	1,25	1,00	1,25
	cohésion non drainée	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,40
	résistance non confinée	γ_{qu}	1,00	1,40	1,00	1,40
	masse volumique	γ_g	1,00	1,00	1,00	1,00
Résistance						
	Portance	γ_{Rv}	1,00	1,4	1,40	1,00
	Glissement	γ_{Rh}	1,00	1,1	1,10	1,00
	Résistance des terres	γ_{Re}	1,00	1,00	1,00	1,00
Facteur partiel de modèle						
	méthode des tranches surface circulaire	$\gamma_{R;d}$			1,10	1,10
	ouvrage très sensible aux déformations	$\gamma_{R;d}$			1,20	1,20

Pour assurer le renforcement du massif, il est mis en œuvre des nappes de géogridde en PolyEtster (PET) de type Fortrac T. Le choix du renforcement géosynthétique dépend des caractéristiques de l'ouvrage et des matériaux du remblai technique.

La valeur de calcul de la résistance à la traction à considérer pour la justification de la stabilité générale et mixte, $R_{t,d}$ prend en compte les éléments influençant la résistance à la traction du renforcement caractéristique $R_{t,k}$ dans le massif lors de sa mise en œuvre et au cours du temps sous forme de coefficients réducteurs Γ_{flu} , Γ_{vieil} , Γ_{instal} ainsi que de facteur sécurité partiel $\gamma_{M,t}$.

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{(\Gamma_{flu} \times \Gamma_{vieil} \times \Gamma_{instal}) \times \gamma_{M,t}} \quad (1)$$

Où $R_{t,k}$ est la résistance caractéristique à la traction du géosynthétique de renforcement, mesurée selon la norme NF EN ISO 10 319.

Où Γ_{flu} est le coefficient de réduction lié à l'évolution physique du matériau sous l'effet du fluage. Ce coefficient est défini selon deux critères. Le critère de rupture par traction du produit et le critère d'allongement post-construction (de 10h à la durée de service de l'ouvrage) limité à 3%. La valeur la plus défavorable des deux critères est prise en compte. En l'absence d'essai ou d'avis technique, l'annexe A de la norme XP G 38-064 définit les valeurs par défaut (Cf. tableau 2) à considérer dans les calculs de stabilité.

Tableau 2. Valeurs forfaitaires de Γ_{flu}

Conditions de mise en œuvre	PP/PE	PEHD	PET	PVA	AR
Coefficient Γ_{flu}	6	5	3	3	3

Où Γ_{vieil} est le coefficient de réduction lié aux dégradations d'origine chimique ou biochimique dues à l'environnement. En l'absence d'essai ou d'avis technique, l'annexe B de la norme XP G 38-064 définit les valeurs par défaut (Cf. tableau 3)

Tableau 3. Valeurs forfaitaires de Γ_{vieill}

Classe de durée d'utilisation	pH	PET (fils)	PA	PEHD (extrudés)	PP
1 à 3	4 à 8	1,05	1,1	1,05	1,05
4 à 5		1,2	a)	1,3	1,3
1 à 3	8 à 9	1,1	1,1	1,05	1,05
4 à 5		1,3	a)	1,3	1,3

a) utilisation guide ISO/TR 20342

Où Γ_{instal} est le coefficient de réduction de l'endommagement dû aux agressions mécaniques lors de la construction. En l'absence d'essai/d'avis technique, l'annexe C de la norme XP G 38-064 définit les valeurs par défaut (Cf. tableau 4).

Tableau 4. Valeurs forfaitaires de Γ_{instal}

Conditions de mise en œuvre	Peu sévères	Moyennement sévères	Sévères	Très sévères
Coefficient Γ_{instal}	1,15	1,25	1,50	2,50

$\gamma_{M,t}$ est le facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement issu de l'Eurocode 7.

$$\gamma_{M,t} = 1,25 \quad (2)$$

En l'absence d'avis technique de durabilité, pour une géogrille en PET, pour une classe de durée d'utilisation 4 ou 5 et des conditions de mise en œuvre sévères, le coefficient de réduction global vaut $\Gamma_{total} = 6,75$ d'où :

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\Gamma_{total}} = \frac{R_{t,k}}{(3 \times 1,20 \times 1,50) \times 1,25} = \frac{R_{t,k}}{6,75} \quad (3)$$

Or les géogrilles dimensionnées et utilisées pour ce projet disposent d'un avis technique européen reconnu BBA Certificat, dans lequel figurent les facteurs réducteurs à prendre en compte en fonction des durées d'utilisation, des conditions de sol et de mise en œuvre. La résistance à la traction de calcul n'est plus reliée, pour ce projet, à la résistance à la traction caractéristique que par un coefficient de réduction global $2,5 < \Gamma_{total} < 3$. En effet, les géogrilles à haute ténacité utilisées pour le projet ont une évolution limitée au fluage, comme en attestent les isochrones (Cf. figure 7), ce qui permet de limiter les déformations et de conserver une résistance à la traction à long terme élevée.

Le recours à un avis technique et à des géosynthétiques à faible fluage permet une optimisation sensible de la résistance à la traction caractéristique des géogrilles nécessaire et donc des économies sur le coût du projet tout en maintenant les exigences strictes de sécurité.

Un autre élément dont l'importance est capitale, c'est l'utilisation de géogrilles flexibles. La flexibilité des éléments de renforcement, permet un contact intime avec les matériaux du remblai et donc une optimisation de l'interaction entre le sol et les éléments de renforcement. L'excellente imbrication (Cf. figure 8) est source d'optimisation dans la longueur des nappes de renforcement (frottement d'interface amélioré) et de diminution des déformations dans le massif (absence de vides à l'interface géogrille/sol)

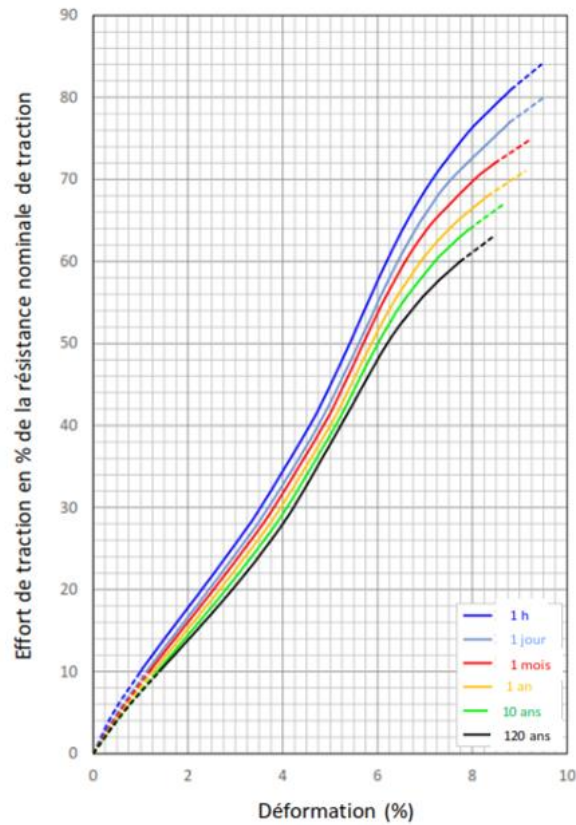


Figure 7. Courbes isochrones de la géogrille de renforcement (température de référence 20°C)



Figure 8. Comportement en intime interaction des géogrilles flexibles dans le matériau de remblai

Les coefficients de sécurité pour l'ensemble des vérifications, pour la géométrie du massif considérée, avec les caractéristiques mécaniques des matériaux en place et de remblai et avec les géogrilles dimensionnées sont résumés dans le tableau 5.

Tableau 5. Coefficients de sécurité des différentes analyses

Statique		Sismique
Stabilité mixte	Stabilité générale	
1,36	1,31	1,48

5. PHASAGE DES TRAVAUX ET MISE EN ŒUVRE DU CONFORTEMENT

Les travaux se sont déroulé du mois de mai au mois de septembre 2016 en période sèche. Après l'aménagement d'une piste pour le maintien de la circulation (cf. figure 9a), l'entreprise a entamé les travaux de terrassement méthodiquement (cf. figure 9b)

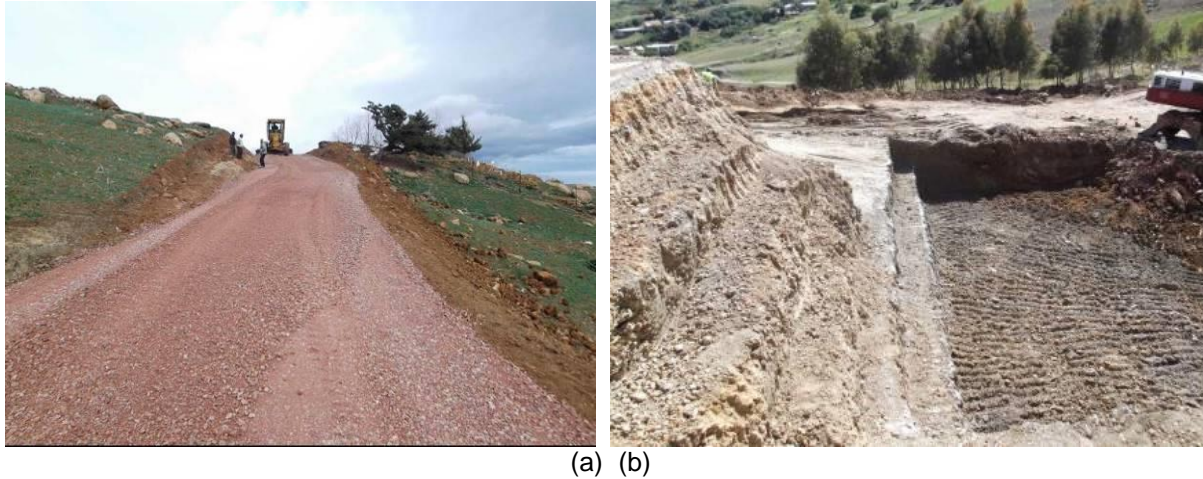


Figure 9. (a) aménagement d'une piste et (b) terrassement méthodique

Le terrassement s'est effectué jusqu'à atteindre le toit des marnes grises indurées, plus 2 m. Après la phase terrassement et purge de tous les matériaux glissés, l'entreprise a procédé à la matérialisation puis la réalisation des matériaux des éperons drainants (cf. figure 10a et 10b) dans les règles de l'art.

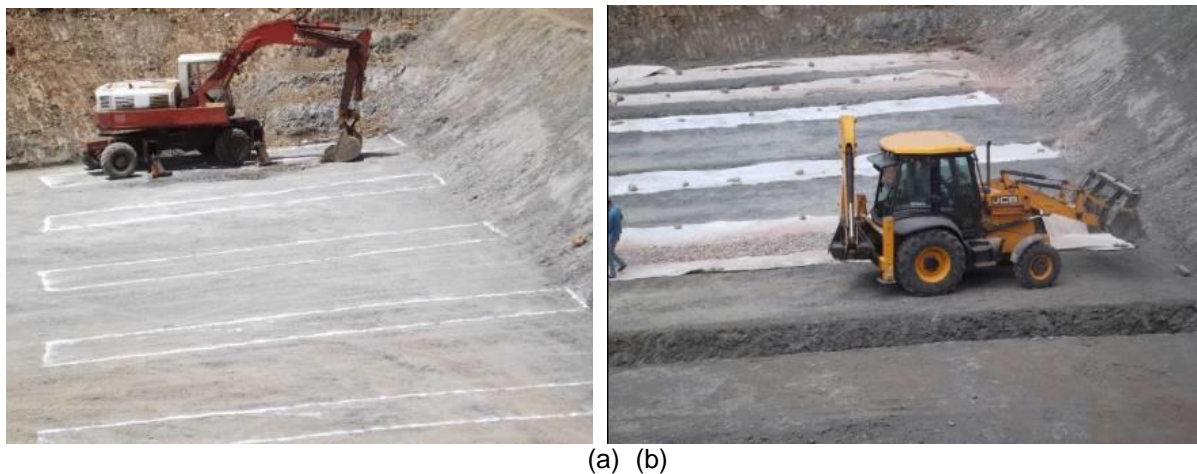


Figure 10. (a) matérialisation des éperons drainants ; (b) réalisation des éperons drainants

Les éperons drainants sont reliés à une tranchée drainante qui permet d'évacuer les eaux loin de la zone instable dont les riverains se servent pour l'arrosage (cf. figure 11 a et 11b).

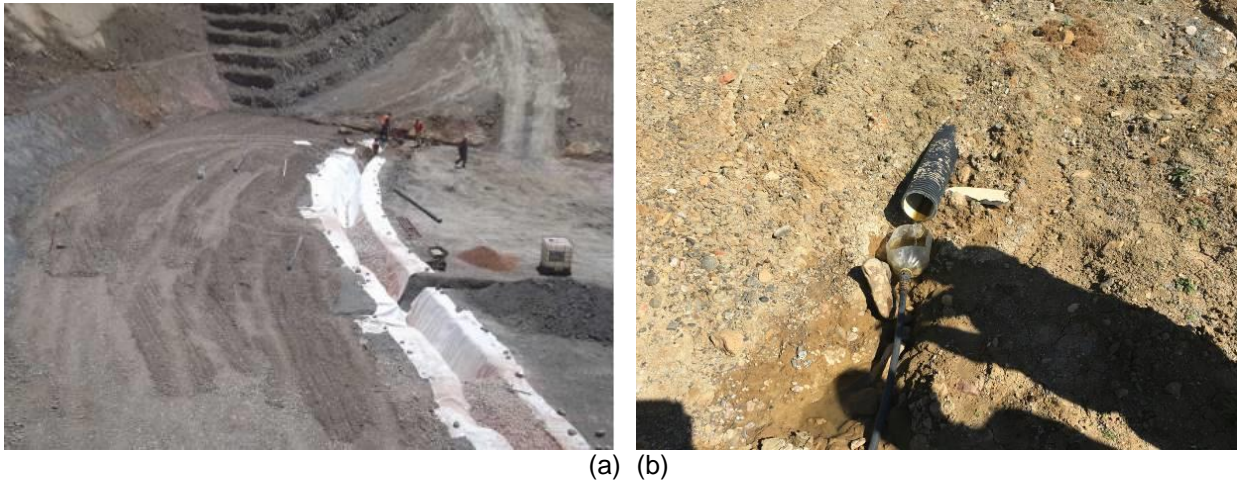


Figure 11. (a) tranchée drainante collectrice ; (b) débit d'eau drainé exploité pour l'arrosage

Après la mise en place du drainage, l'entreprise a procédé à la construction du massif renforcé par des géogrille a parement végétalisable par couches successives de 0,5 m en utilisant un coffrage amovible. Des matériaux sélectionnés sont utilisés pour l'édification du remblai technique. Les figures 12a et 12b montrent construction du remblai technique.



Figure 12. (a) pose de la première nappe de géogrille et de la grille de végétalisation au parement ; (b) montée du massif par couche de 0,5 m.

Les travaux se sont achevés au mois de septembre 2016. L'ouvrage achevé est illustré sur les figures 13a et 13b.

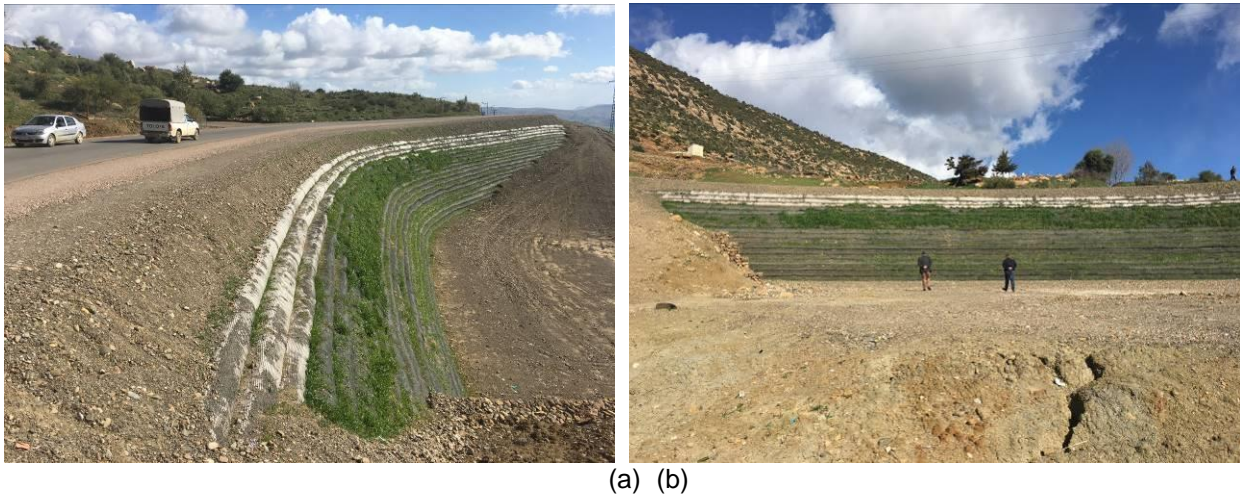


Figure 13. Ouvrage achevé en cours de végétalisation

6. CONCLUSION

Le glissement a été traité de manière efficace en utilisant des méthodes et des techniques dites naturelles (terrassement et drainage). En plus l'ouvrage est intégré dans son environnement. Les géosynthétiques de renforcement ont été utilisés avec succès pour reconstruire la chaussée en respectant les délais et les contraintes induites par le chantier. Comparativement à la solution initialement prévue, le confortement mis en œuvre a permis une économie substantielle, une rapidité d'exécution et l'utilisation des moyens de réalisation locaux.

7. REFERENCES

- Alexiew D. (2012) High geogrid-reinforced walls with a flexible stone-filled facing in a mountainous seismic region. *Proc. Second Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition GeoAmericas 2012, Lima, Peru, no pp. on the CD*
- Alexiew D. (2005). Design and construction of geosynthetic-reinforced "slopes" and "walls": commentary and selected project examples. *Proc. 12th Darmstadt Geotechnical Conference. Darmstadt Geotechnics No. 13, TU Darmstadt, Institute and Laboratory of Geotechnics, Darmstadt, March 2005, pp. 167-186*
- Arab R. (2007) Traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géosynthétiques dans la willaya de Bejaia – Algérie. *Colloque « sols et matériaux à problème ». 9-11 février 2007, Tunisie ; PP. 157-162.*
- Arab R. (2015) Routes et glissements de terrains. Apports des géosynthétiques. *Colloque RMR- USTHB 19-20 octobre 2015, Algérie.*
- Gourc J.P., Gotteland Ph., Haza E., Perrier H., Baraise E. (1995) Geotextile reinforced structures as bridge abutments: Full scale experimentation". *Geosynthetics'95, vol.1, pp. 79 - 92.*
- NF EN ISO 10319, Géotextiles – Essai de traction des bandes larges
- XP G 38 064. Murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappe géosynthétiques. *AFNOR, 69 pages.*