



10ème congrès national de la route du 24 au 26 septembre 2018 à Al Hoceima

Intitulé : Amélioration du niveau de service et de sécurité et maintien de la fonctionnalité des routes dans des sites instables: Cas de la RN9 reliant Marrakech et Ouarzazate - tronçon entre Taddart 2 et le col Tizi N'Tichka

Hamou MANSOURI/ LPEE-CES
Meryem EL MATARI/ DR-DAT-Service Chaussées et Géotechnique

Résumé : Durant ces dernières décennies, la très forte pression de l'utilisation du réseau routier et autoroutier et le retentissement de plus en plus grand donné par les médias aux effets dévastateurs des catastrophes naturelles, ont fait naître un peu partout dans le monde une prise de conscience nouvelle vis-à-vis de ces phénomènes, exprimée notamment par le refus de la population d'en subir les conséquences ainsi que par l'exigence de plus en plus soulignée de la sécurité.

Dans l'état actuel des connaissances, et à de très rares exceptions près, on ne sait pas prédire une catastrophe naturelle. Il est par contre possible, dans le cas d'instabilité de terrain, de déceler et de localiser les principaux secteurs où ces phénomènes ont le plus de chances de survenir. A partir de là, on peut dans le meilleur des cas chercher à les éviter ou à s'en protéger et, dans tous les cas, faire en sorte que leurs effets soient les moins dommageables possibles.

Le présent article porte sur un cas d'étude des mouvements de terrain survenus sur la RN9 au niveau du col Tizi N'Tichka qui se sont produits suite à l'élargissement de la RN9 et qui ont mobilisé des versants montagneux menaçant ainsi l'existence même de la liaison en ce col.

Cet article présente les solutions de traitement de 5 zones d'instabilité survenues suite aux travaux d'amélioration du niveau de service et sécurité de la RN9 reliant Marrakech à Ouarzazate sur le tronçon Taddart 2 - col Tizi N'Tichka de la RN9. Cette route est caractérisée par la présence de lacets et de plateformes routières juxtaposées et traverse des formations schisteuses fracturées. Le contexte géotechnique, le diagnostic, les investigations géotechniques ainsi que l'analyse des risques géotechniques présentés par le site seront abordés dans la suite de l'article.

Mots-clés : RN9, col Tizi N'Tichka, instabilités, schistes, analyse de risques géotechniques.



I. Introduction

La route nationale n°9 (RN9) relie sur une distance de 200Km Marrakech à Ouarzazate et constitue la seule liaison directe vers Ouarzazate et toute la région du Sud-est du Maroc. Elle a été construite dans un relief montagnard (Haut Atlas) caractérisée par des virages serrés dans des versants naturels de fort pendage.

Le Ministère de l'Équipement a réalisé le projet d'amélioration du niveau de service et sécurité de la RN9 reliant Marrakech et Ouarzazate. Ce projet est très important car cette route a été un cimetière d'un nombre très important de passagers, victimes d'accidents de circulation surtout pendant les mauvais temps.

Le tracé de cette route traverse une zone montagneuse et franchit le Haut Atlas. Le col Tizi-N-Tichka est situé à 100 Km de la ville Marrakech et à 5 Km au Sud-est du village Taddart (Figure n°1). Ce col est à une altitude de 2260 m et constitue ainsi le tronçon le plus haut de la RN9 qui, elle-même, constitue la route la plus haute au Maroc.

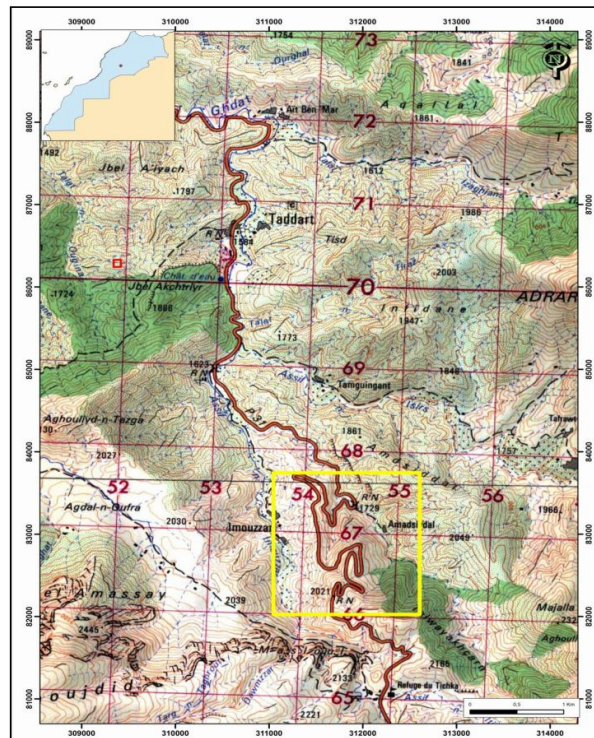


Figure 1 : situation du col de Tizi n'Tichka (carte topographique au 1/50000)

Le premier tronçon achevé du projet d'amélioration du niveau de service et sécurité de la RN9, au niveau du tronçon Taddart 2 - col Tizi N'Tichka, a enregistré 5 zones d'instabilité caractérisées la présence de lacets et de plateformes routières juxtaposées. La figure n°2 ci-dessous représente la situation de ces zones instables sur l'image satellitaire de la route nationale RN9 :



Figure 2 : zones d'instabilité sur le tronçon 1 de la RN9 entre Taddart2 et le col Tizi N'Tichka (sens de montée en rouge)

Sur le plan géologique, la zone située entre Taddart 2 et le col de Tizi NTichka est formée d'un socle rocheux d'âge Paléozoïque, composé d'épaisseurs variables de schistes et de grès schistosés et fracturés.



Figure 3: carté géologique de la zone de Tizi N'Tichka d'après Ouanaïmi (1998). X3i Néoprotérozoïque sup; Ks Cambrien moyen ; Ko Cambro-Ordovicien ; Sia, Sib Ordovicien inférieur ; Si3 Caradoc

Au niveau des zones d'instabilité étudiées, les formations géologiques présentes sur site sont prédominées par des schistes noirs moyennement indurés sur lesquels reposent des schistes facilement érodables et affectés par des plis et des familles de fracture présentées pas des plans de schistosité et des failles.

Les données présentées par la suite sont issues des rapports géotechniques et des expertises réalisés par le laboratoire LPEE et le Bureau d'études TERRASOL France.

II. Diagnostic

1. Zone 1 – PK 338.300 à 338-400 (PT 193-194) :

Cette zone, longue de 50 m, correspond à un écoulement rocheux du talus amont de la plateforme (PF) inférieure et remontant à mi-pente environ vers la PF supérieure. La hauteur de la zone écroulée est d'environ 20 m, et les mouvements y sont d'ordre métrique, se traduisant par un « chaos » de blocs de grandes dimensions.

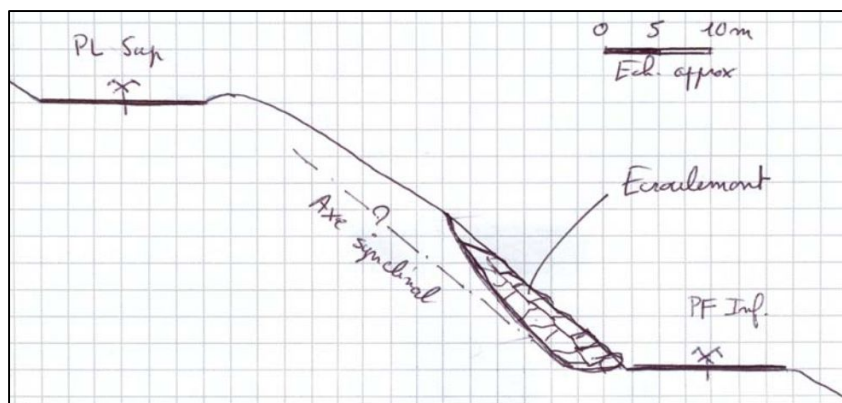


Figure 4: zone d'instabilité n°1, PK338+300/338+400 **Figure 5:** zone 1 profil schématique et schéma géologique de rupture

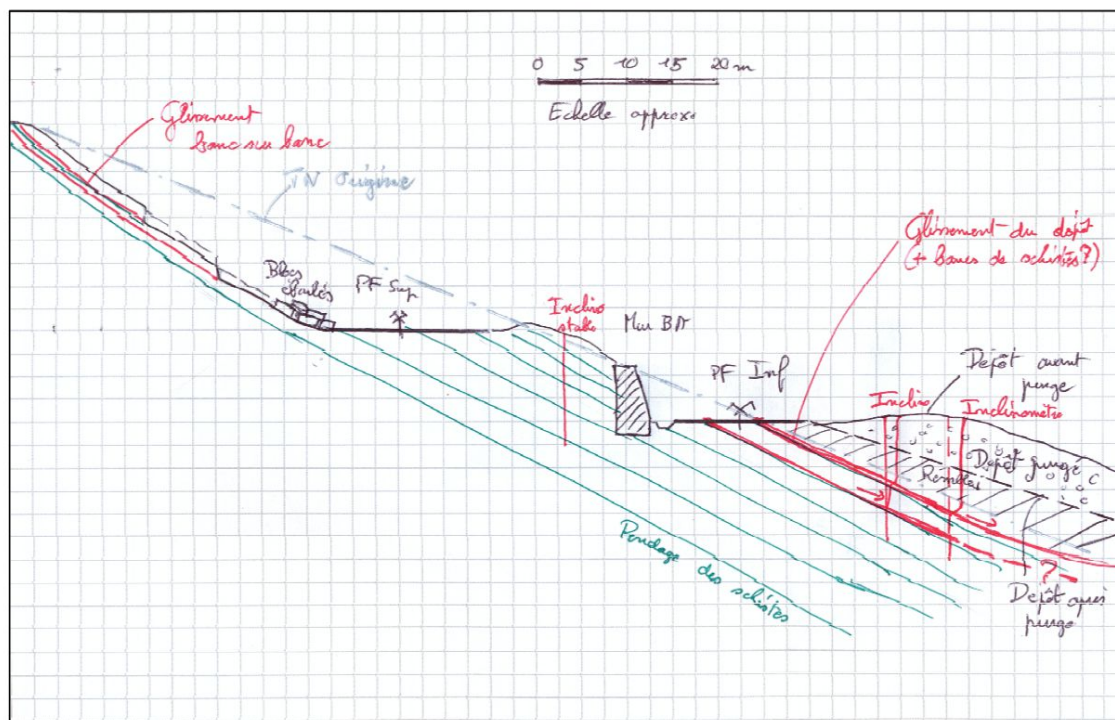
Cette zone présente un risque important pour la circulation avec la déstabilisation de cet amas de blocs en équilibre limite, notamment sous l'effet de fortes précipitations (ou séisme). En revanche :

- L'instabilité semble se limiter au talus lui-même et donc ne pas concerner l'assise de la PF inférieure
- Les risques de régression de l'écroulement vers la PF supérieure semblent faibles dans la mesure où l'on stoppe les mouvements de l'écroulement inférieur.

2. Zone 2 – PK 338.400 à 338-825 (PT 211-215) :

La zone 2 est en lacet et se décompose en deux parties (figure n°6) :

- Le talus amont de la PF supérieure, où on a un phénomène de glissement banc sur banc dans les schistes à pendage défavorable, actif suite au « découpage » du pied des bancs occasionné par la réalisation du déblai.
- Un glissement de la zone de dépôt sur pente, située à l'aval de la PF inférieure, à la suite des fortes déformations de chaussée résultant de ce glissement et qui ont conduit à enlever le corps de chaussée. Le dépôt a été très largement purgé, mais toutefois pas jusqu'aux terrains en place, et avec une faible pente.



Concernant la PF inférieure et suite aux épisodes de pluies et de neige, on a observé des niches d'arrachement et le développement des fissures dans tout le voisinage aussi bien en amont qu'en aval sur une grande étendue (environ 4 ha). Les photos ci-dessous illustrent quelques exemples de niches d'arrachement observés:

D'après les renseignements recueillis sur place et les services d'exploitation de la route existant la zone en question est connue par ses instabilités anciennes, avant le commencement des travaux d'élargissement de la RN9.

3. Zone 3 – PK 340.546 (PT 316)

Il s'agit là également d'une instabilité par glissement banc sur banc sur le talus amont, dans des séries schisteuses à bancs épais et à fort pendage défavorable (voir relevé structural). La zone d'instabilité s'étale sur un linéaire de 45 m et est limitée à une longueur d'une trentaine de mètres et une hauteur d'environ 20 m sur environ 1/3 du talus entre les deux PF.

En absence de traitement, ces glissements ne peuvent que régresser avec des volumes significatifs (quelques dizaines de m) qui risquent de s'écrouler brutalement, et d'atteindre la chaussée.

Par ailleurs et au niveau du talus mont de la PF supérieure, l'examen montre que les pendages sont totalement différents (et rentrants donc favorables) de ceux de la zone éboulée.



Figure 8: zone 3, PK 340.546

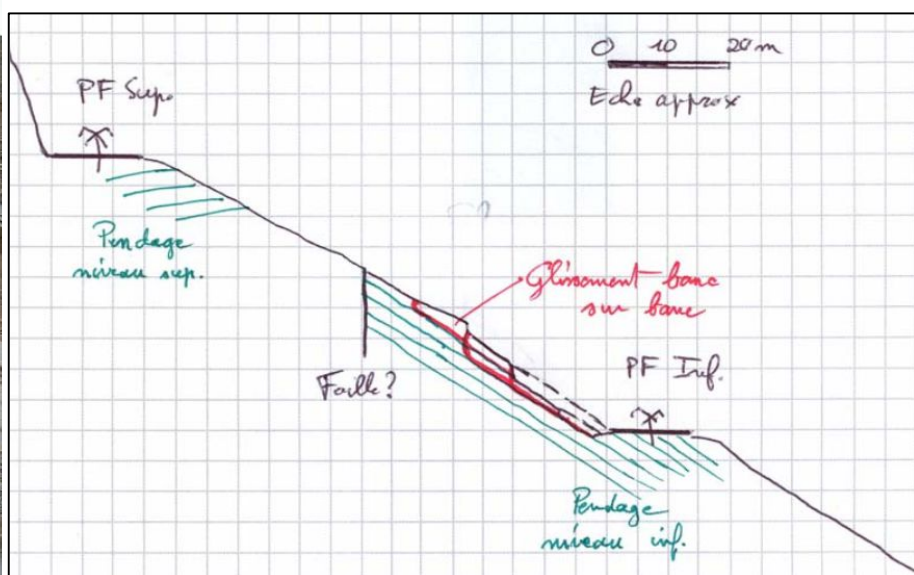


Figure 9: zone 3 profil schématisé et schéma géologique de rupture

4. Zone 4 – PK 341.16/341-373 (PT 350-360)

La zone 4 est en lacet sur un linéaire de 160 m environ et se décompose en trois parties (figures n°10 et 11) :

- La zone aval de la PF inférieure : est constituée d'un remblai mal traité (pente de talus trop forte, absence de réglage, pas de descente d'eau) et où on observe des fissures entre la PF et la crête du talus. Hormis un très léger affaissement localisé en chaussée, qui pourrait être lié à un défaut de drainage, cette instabilité ne semble pas risquer d'engager la PF à moyen terme. Les résultats des investigations géotechniques confirmeront cela.

- Le talus entre les deux PF : qui est à une relativement faible pente (2H/1V), et sans désordres particuliers.

- Le talus amont de la PF supérieure : couvert par un terrain meuble sur à peu près 30m de hauteur, il présente de larges fissures actives remontant très haut dans le talus. Noter que ce talus a déjà été en partie purgé suite à l'apparition de fissures importantes, mais elles sont réapparues depuis. Le mécanisme de glissement est celui d'une couverture meubles (éboulis et schistes très altérés) épaisse actuellement de quelques mètres maximum, et qui glisse sur une surface structurale ; des schistes à pendage défavorable (N5 à 10° - 25 à 27° SE), bien visibles en pied de talus.



Figure 11: zone 4, PK 341.16/341-373 - fissures sur le talus amont de la PF sup

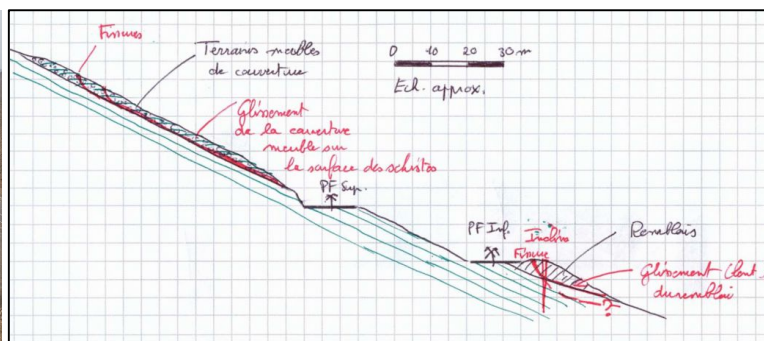


Figure 10: zone 4 profil schématique et schéma géologique de rupture

5. Zone 5-6 - PK 341.913 à 342.100 (PT 410-414)

La zone 5 est aussi et se décompose en trois parties (figures n°12 et 13) :

- Le talus aval de la PF inférieure : sur un linéaire de 150 m, le remblai est en très mauvais état avec de nombreuses fissures s'étendant depuis le dépôt existant au droit du lacet (avec des déplacements cumulés métriques) jusqu'à une centaine de mètres en aval, en s'infléchissant vers la chaussée où les deux voies aval sont touchées par des fissures et avec des affaissements d'ampleur localement plus que décimétrique. De même l'OH traversant cette zone est touché : les deux buses aval sont partiellement déboîtées et ont tassé de quelques centimètres. Cette instabilité correspond à la conjonction d'un glissement de remblai. Cette zone présente un risque important d'entraînement potentiellement brutal de chaussée, notamment en cas d'orage.

- Le talus entre les 2 PF : avec un mur en béton armé qui n'a pas bougé de façon significative, il apparaît que le talus entre les deux PF est stable, vraisemblablement taillé dans des terrains en place plus sains ;

- Le talus amont de la PF amont : talus rocheux de grande hauteur (jusqu'à 40/50 m), avec une zone limitée qui semble avoir subi des instabilités en cours de travaux (on y voit une zone correspondant à une purge ancienne).



Figure 12: vues de la zone 5-6 : fissures dans le talus aval de la PF inf (à gauche) ; purge en crête du talus rocheux de la PF sup (à droite)

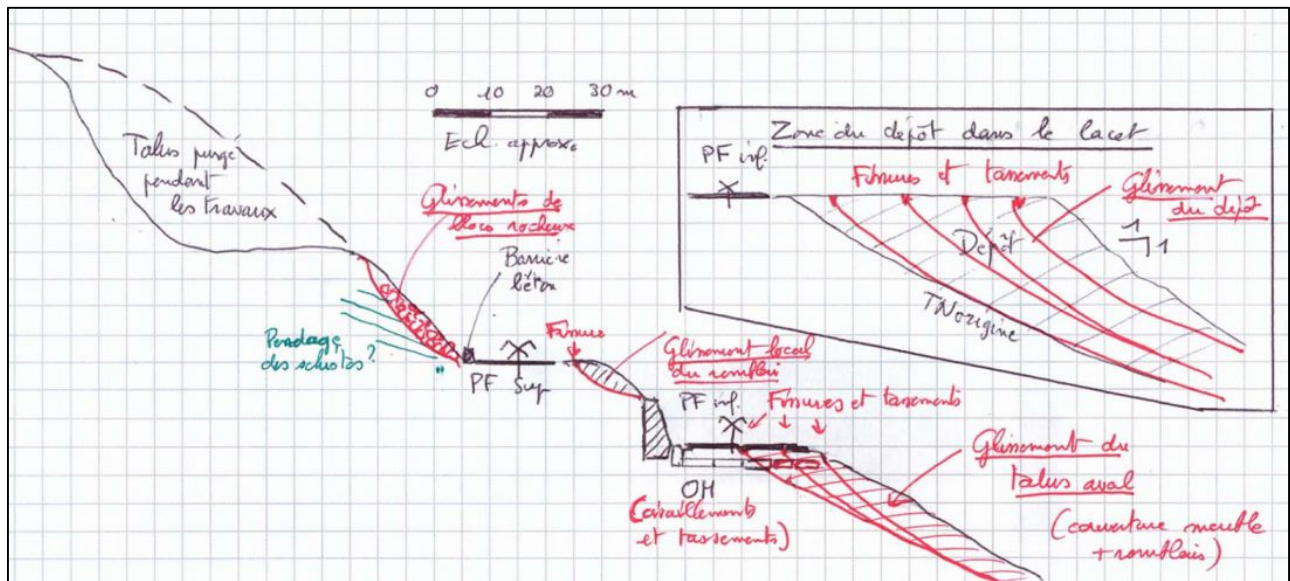


Figure 13: zone 5 profil schématique et schéma géologique de rupture

Suite au diagnostic, les trois zones suspectes au mouvement profond sont les zones les zones 2, 4 et 5. Ces zones ont été investiguées via des sondages pressiométriques et instrumentés par des inclinomètres.

Concernant les zones 1 et 3, elles n'ont fait l'objet que d'investigation et de reconnaissance visuelles qui recensent les limites de la zone instable, les levés structuraux et le mécanisme qui gère l'instabilité.

III. Investigations géotechniques

1. Zone 1 – PK 338.300 à 338-400 (PT 193-194) :

La colonne lithologique de ce tronçon est constituée de schistes noirs fracturés et moyennement indurés, auxquels succèdent des schistes verdâtres, intensément fracturés et déformés par des plis. Les joints de stratifications sont relativement ouverts. La coupe de la figure n°14 schématise la colonne lithologique :

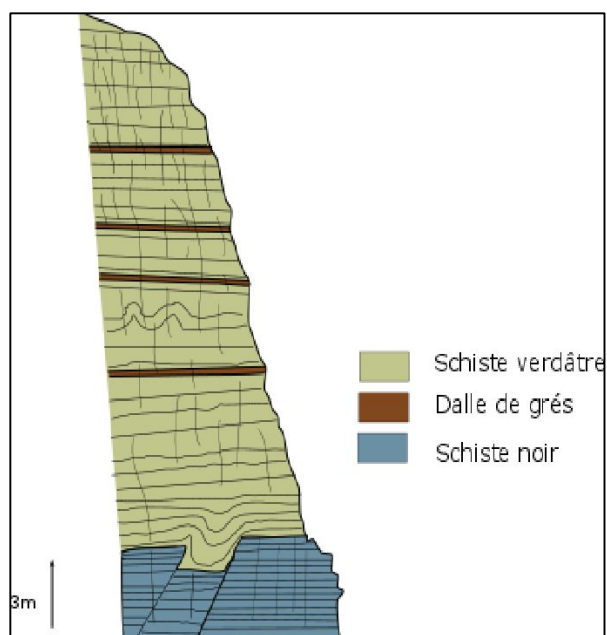


Figure 14: Modèle lithologique de la zone 1

Géologiquement cet écoulement semble être lié à la présence d'un synclinal, dont l'axe présente un fort pendage vers l'aval.

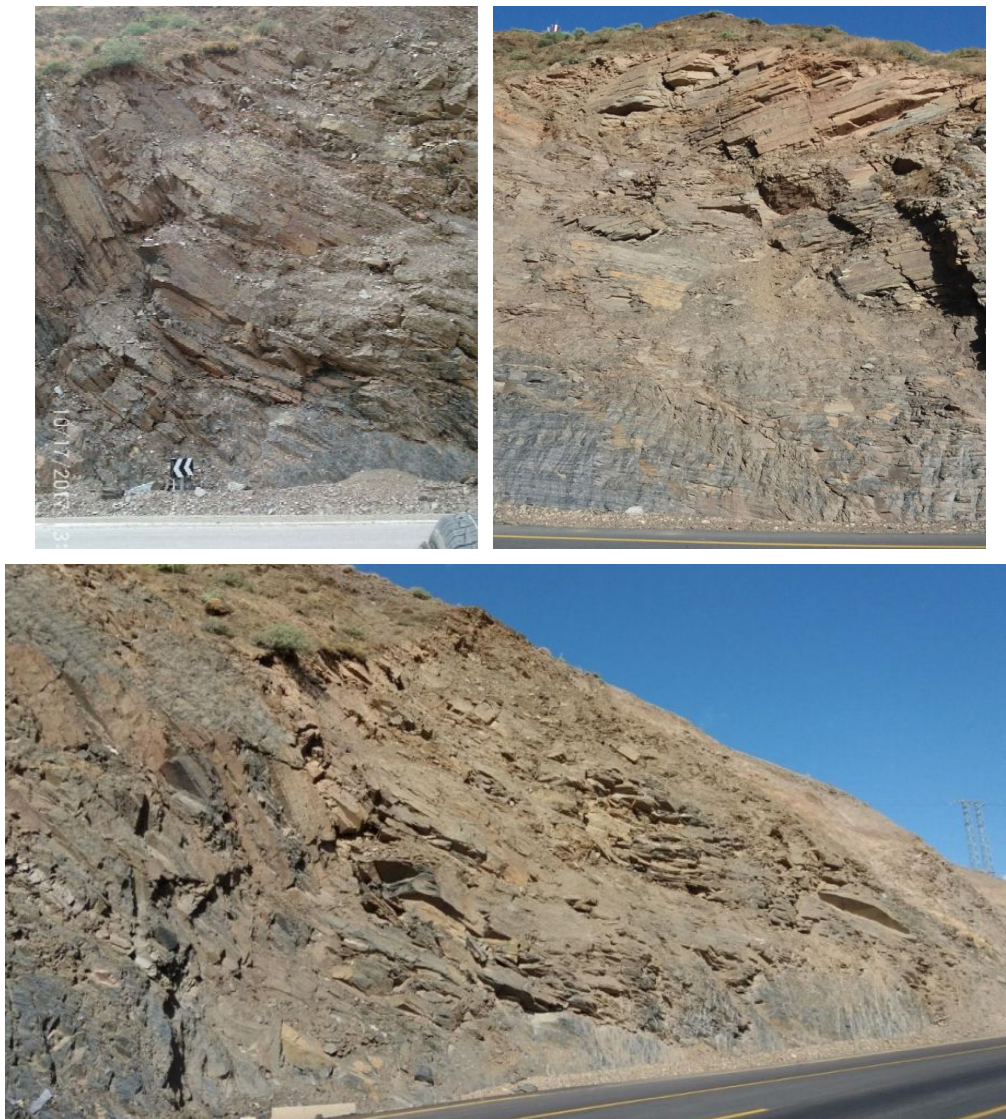


Figure 15: stratification et discontinuités des schistes de la zone 1

a. Schiste noir

Cette formation cartographiée dans la partie inférieure de ce déblai, est marquée par la succession de lits épais de 2 à 5 cm ayant une direction de N10 et un pendage de 40° vers le Nord-ouest.

Les trois principales familles de schistosité:

- la première famille S1 : de direction N15 à N25, un pendage subvertical de 60 à 85° vers l'Ouest et un espacement de 2 à 3 m. L'ouverture de ces fractures à remplissage schisteux débité, varie de 2 à 3 cm.

- La deuxième famille S2 : de direction N85, une pente verticale de 90° vers le Sud et un espacement de 2m. L'ouverture de ces fractures, à remplissage schisteux débité, est de 1,5 cm.

- La troisième famille S3 : de direction N135 à N140, une pente de 60° vers le Sud-ouest et un espacement de 0.50 m. L'ouverture de ces fractures, à remplissage schisteux débité, varie de 1,5 à 2 cm.

b. Schiste verdâtre

Cette formation comprend des strates de 5 à 15 cm d'épaisseur, séparées par des joints de stratification de 1,5 à 2 cm plus ou moins ouverts ou remplis de débris de schistes avec une direction N10 et une pente irrégulière. On note qu'au niveau de cette formation supérieure des renversements brutaux des plans de stratification sous forme de plissement.

Concernant les plans de schistosité, cette structure est affectée comme la partie inférieure par les trois principales familles citées ci-dessus.

2. Zone 2 – PK 338.400 à 338-825 (PT 211-215) :

La zone 2 est constituée par deux formations schisteuses :

- La formation supérieure dominée par une formation schisteuse verdâtre et jaunâtre très fracturée et de faible dureté, constituée principalement de bancs schisteux de 20 à 80 cm d'épaisseur avec des intercalations de bancs gréseux puissants de 5 à 20 cm ;
- La formation inférieure : il s'agit d'une formation schisteuse gréso-pélique noirâtre plissée, relativement indurée et affectée par quelques familles de fractures. Cette formation s'observe clairement au niveau de la plateforme supérieure et présente à l'est un pendage défavorable (N120 et pendage 30° NE).

Noter la présence du remblai/dépôt étalé sur une bonne partie de cette zone au niveau de la plateforme inférieure. On note aussi qu'au niveau du pied du relief montagneux repose une masse très importante d'un ancien glissement de formations schisteuses. La structure de ces schistes verdâtres et jaunâtres se montre très irrégulière. La figure n°16 ci-dessous récapitule les principales formations de la zone étudiée.

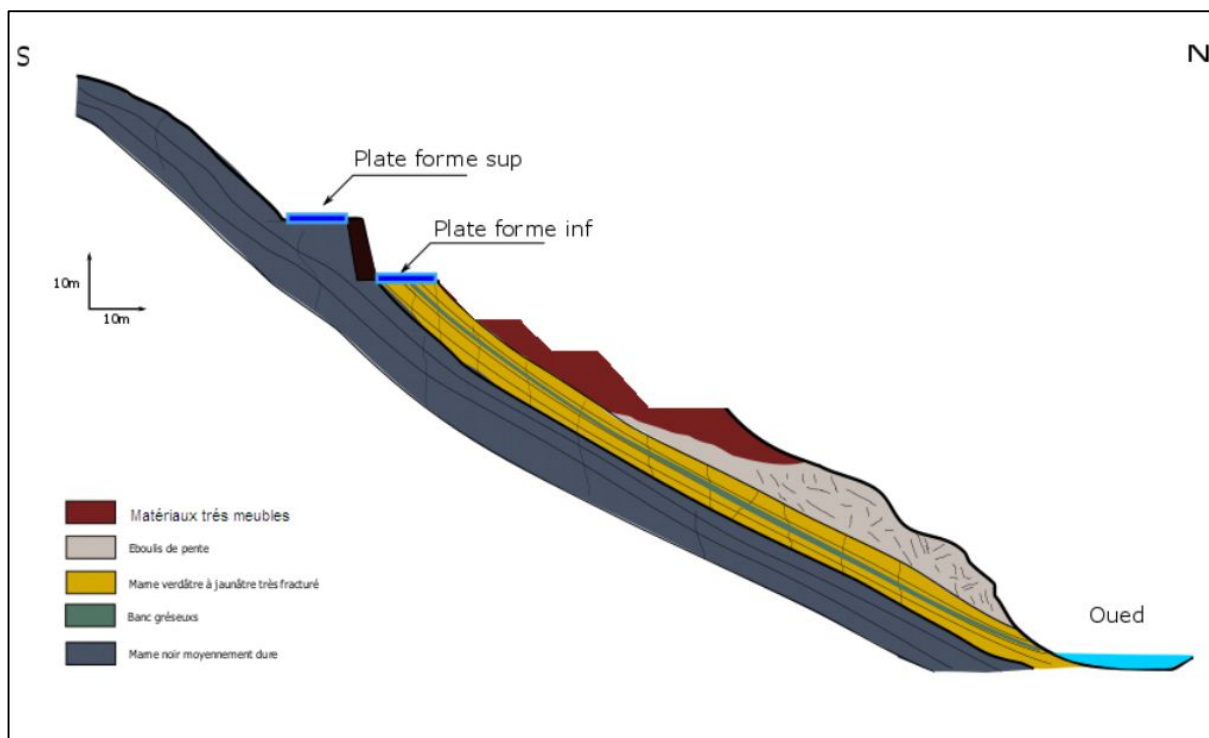


Figure 16: schéma géologique de la zone 2

En plus des investigations sur terrain, la réalisation de sondages carottés et pressiométriques et l'auscultation par inclinomètres ont permis de déterminer les caractéristiques géomécaniques et la profondeur de glissement de terrain. L'implantation des sondages est précisée dans le plan ci-dessous :

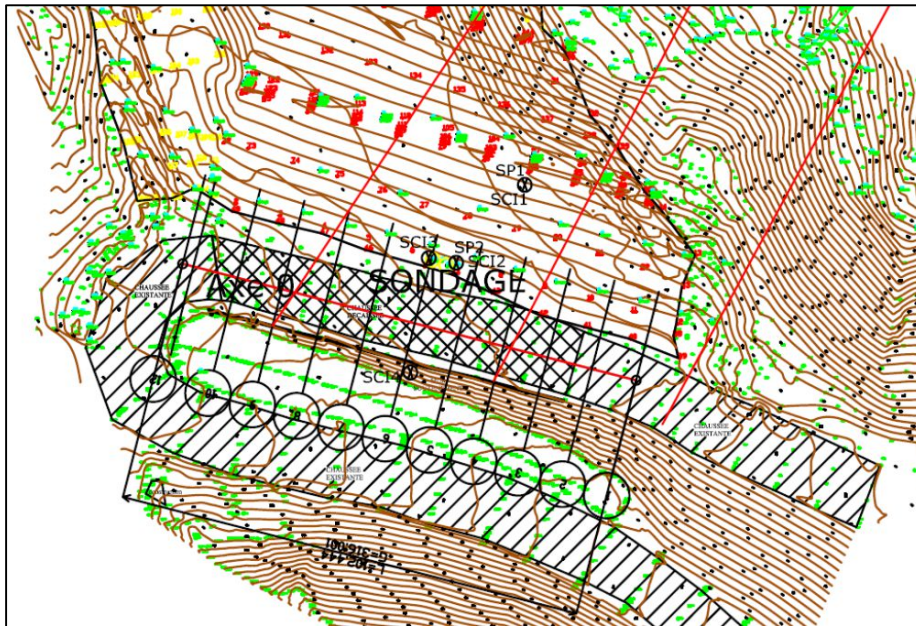


Figure 17: plan d'implantation des sondages de la zone 2

Interprétation des résultats :

- Sondages carottés :

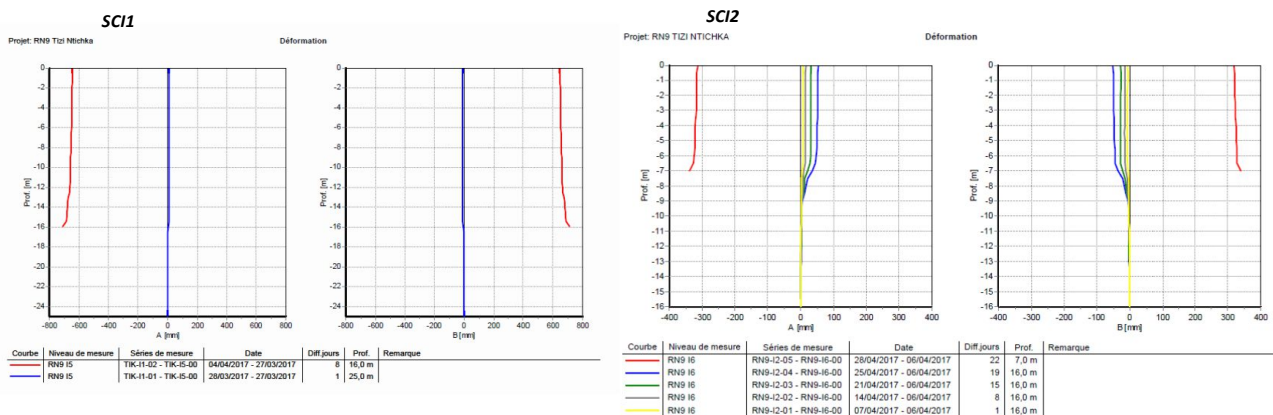
L'analyse des sondages carottés réalisés montre un terrain de couverture formé de schistes très altérés et friables allant jusqu'à 19m en SC11, et 10 à 11 m respectivement en SC12 et SC13.

- Sondages pressiométriques :

À la base de sondages pressiométriques et sur une profondeur allant de 08 m/TN en SP1, et 14 m/TN en SP 02, il a été mis en évidence l'existence d'une couche de schistes très altérés et friable et qui a des caractéristique géo-mécaniques très faibles, avec une chute de la pression limite entre 19 et 20 m au niveau du sondage SP1.

- Reconnaissances d'auscultation :

Cette zone est auscultée par 4 inclinomètres de part et d'autres de la plateforme inférieure. Ils ont été installés entre fin mars 2017 et début avril 2017 pour I1 et I2, et entre fin mai et juin 2017 pour I3 et I4. A l'exception de l'I4 qui signale un mouvement de faible amplitude, tous ces inclinomètres sont cisailés témoignant d'un déplacement de l'ordre de 70mm en aval de la plateforme inférieure.



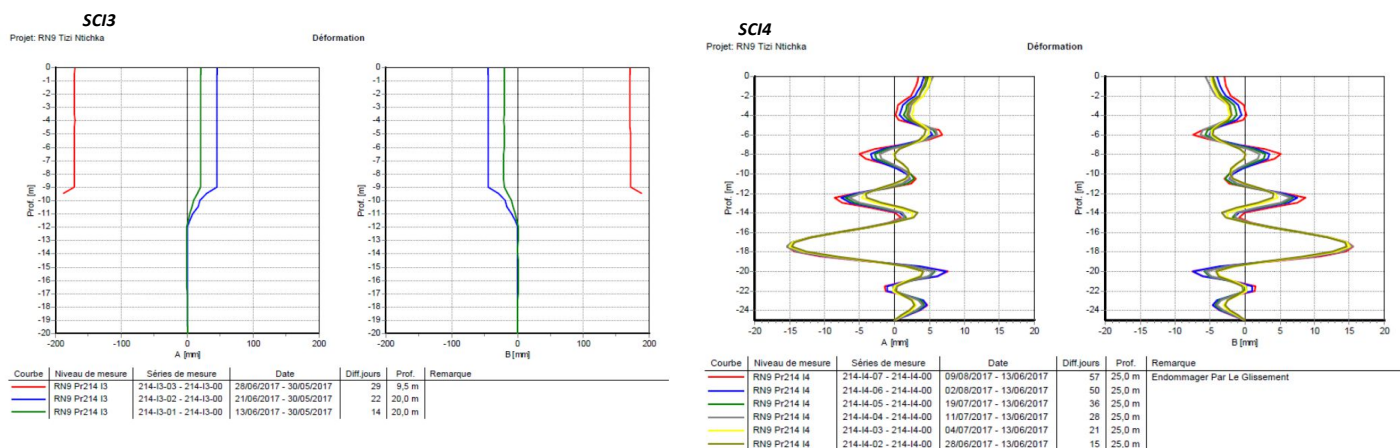


Figure 18: auscultation par inclinomètres au niveau de la zone 2

3. Zone 3 – PK 340.546 (PT 316)

Au niveau de ce tronçon, la route traverse la charnière d'un pli anticlinal. Ce pli a déformé les formations schisteuses de moyenne résistance mécanique sur une hauteur variant de 25 à 30 m. Cette formation présente une stratification et une schistosité défavorables s'orientant vers la route. La coupe lithologique est semblable à celle de la zone 1.

Ces formations schisteuses s'étalent sur toute la longueur de ce tronçon et laissent déceler des failles subverticales (N70 ; 85°NW) marquées par la présence d'un horizon très broyé et délimité par des plans de schistes intensément débités et altérés. Comme la totalité du col de Tizi N'Tichka, le déblai de cette zone est formé à la base par une formation de 2 à 4 m de schiste noir intensément débité sur laquelle repose une formation de schiste verdâtre intensément déformée dont l'épaisseur s'élève à 15 m.

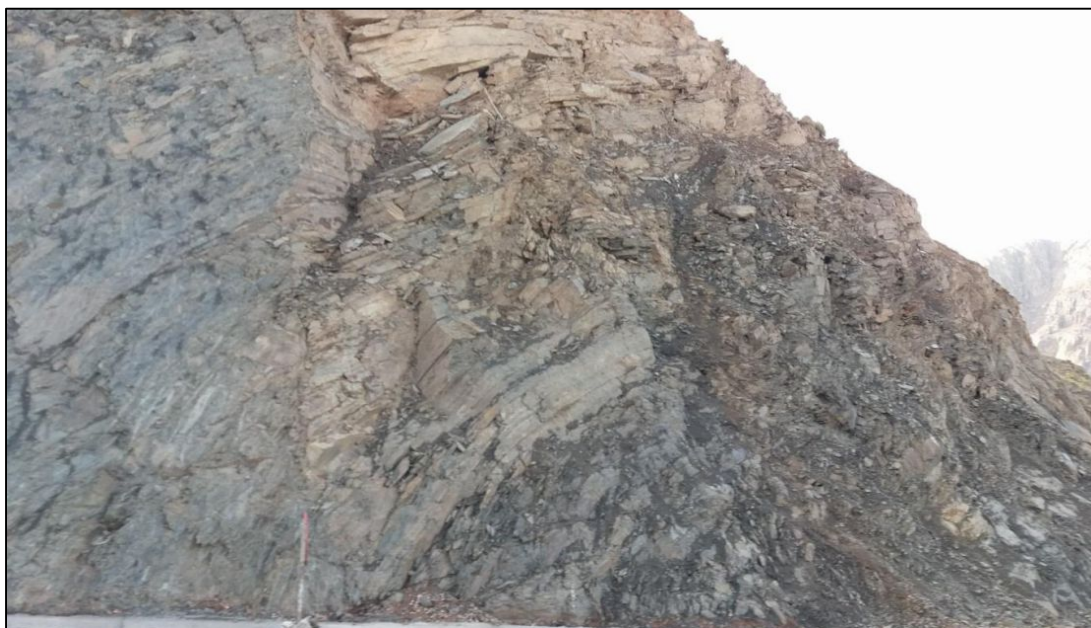


Figure 19: Faille limitant la zone instable à l'Est

Le schiste noir est intensément débité en lits de 2 à 5 cm. Au niveau des flancs Nord-Ouest du pli, la stratification a une direction N70 et une pente de 55° vers le Nord. Par contre, la stratification au flanc Sud-ouest a une direction de N70 et une pente de 50° vers le Sud-est.

Le schiste vert se présente selon des strates de 20 à 60cm et développent la même direction et pendage que les schistes noirs. L'ouverture des joints de stratification est de l'ordre de 2 à 3 cm et se montrent soit sans remplissage soit remplis par des débris de schiste.

Le déblai de ce tronçon enregistre quatre familles de plans de schistosité :

- La première famille S1 : de direction N140, une pente de 30° vers le Sud-ouest, un espacement de 0,6 m et une ouverture de 0,5 à 1 cm. Le remplissage des ouvertures est assuré généralement par les débris des schistes.

- La deuxième famille S2 : de direction N43 à N50, une pente de 80 à 85° vers le Nord-ouest et une ouverture de 0,5 à 1 cm remplie localement par les débris de schiste. Ces plans de schistosité sont récurrents de 1 à 2 m.

- La troisième famille S3 : de direction N12 à N18, une pente de 72 à 85° vers l'Ouest et une ouverture de 2 à 5cm remplie de débris de schiste et demeure par endroits sans remplissage. L'espacement est de 2 à 3m, mais devient plus serré, 1,5m, au niveau des schistes verts.

- La quatrième famille S4 : De direction N140, une pente subverticale de 80 à 85° vers le Nord-est, un espacement de 0,5 m et une ouverture de 0,1 à 0,6 cm, voire 1 cm au niveau des schistes verdâtres. Ces ouvertures sont généralement remplies de débris de schistes.

4. Zone 4 – PK 341.16/341-373 (PT 350-360)

En plus des investigations sur terrain, la réalisation de sondages carottés et pressiométriques et l'auscultation par inclinomètres ont permis de déterminer les caractéristiques géo-mécaniques et la profondeur de glissement de terrain. L'implantation des sondages est précisée dans le plan de la figure n°20 ci-dessous :



Figure 20: plan d'implantation des sondages de la zone 4

Interprétation des résultats :

- Sondages carottés :

L'analyse des sondages carottés réalisés montre un terrain de couverture formé de schistes très altérés et friables allant jusqu'à 10m en SC1, et 17m en SC2. Ces formations altérées surmontent des schistes sains de bonne résistance mécanique.

- Sondages pressiométriques :

À la base des sondages pressiométriques et sur une profondeur allant de 10 m/TN en SP03 jusqu'à 14 m/TN en SP02, il a été mis en évidence l'existence d'une couche de schistes très altérés et friable ($p < 1 \text{ MPa}$ & $E = 5 \text{ à } 10 \text{ MPa}$) et qui a des caractéristiques géo-mécaniques très faibles. Au-delà de cette profondeur altérée, les caractéristiques géo-mécaniques s'améliorent au niveau des schistes sains.

Sur la base des reconnaissances réalisées, la coupe lithologique de la zone 4 est schématisée comme suit :

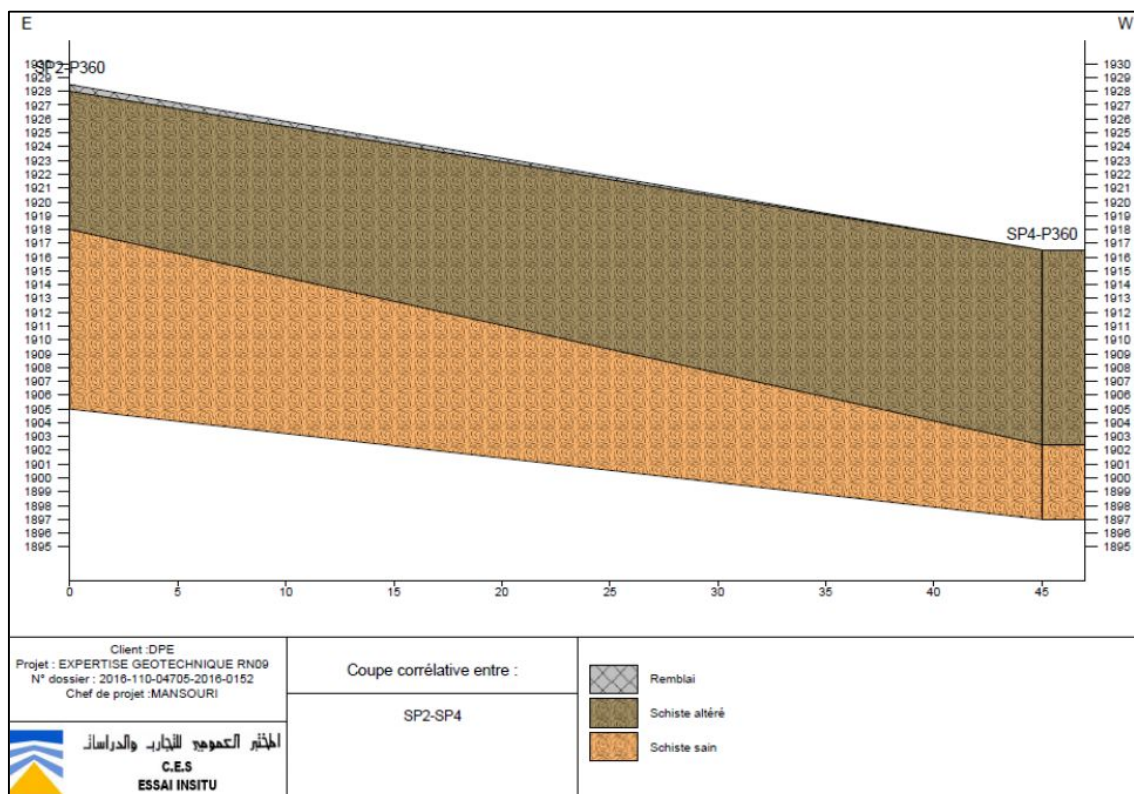


Figure 21: Modèle lithologique de la zone 4

- Reconnaissances d'auscultation :

Deux inclinomètres ont été installés en novembre 2016 dans cette même zone à l'aval de la plateforme inférieure, avec des mesures systématiques témoignant d'un mouvement lent (vitesse de 10 à 15 mm en 6 à 8 mois) mais continu au Sud-Est de la PF inférieure.

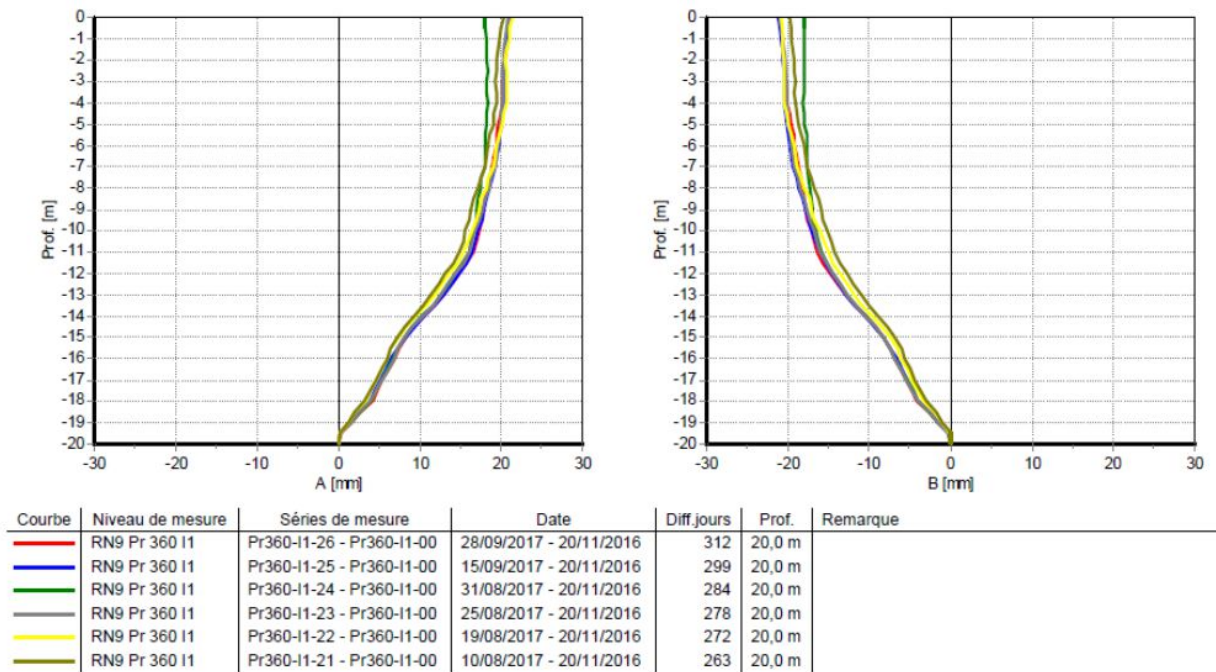


Figure 22: suivi de l'inclinomètre SCI1 de la zone 4

5. Zone 5-6 - PK 341.913 à 342.100 (PT 410-414)

Afin de déterminer les caractéristiques géo-mécaniques et la profondeur de glissement du terrain, des sondages carottés, pressiométriques et une auscultation par inclinomètres ont été réalisés dans cette zone comme relaté sur le plan d'implantation de la figure n°23 ci-dessous :



Figure 23: plan d'implantation des sondages de la zone 5

Interprétation des résultats :

- Sondages carottés :

L'analyse des sondages carottés réalisés montre un terrain formé de schistes très altérés et friables sur une épaisseur qui varie entre 10 m en SC1 et 20m en SC3. Les schistes sains sont recoupés à des profondeurs oscillant entre 10 et 20 m.

- Sondages pressiométriques :

Les 5 sondages carottés et 12 sondages pressiométriques réalisés témoignent de la variabilité du terrain avec :

- sur une profondeur allant de 08 m/TN en SP6 et jusqu'à 23 m/TN en SP 03 : il a été mis en évidence l'existence d'une couche de schistes très altérés et friable avec des caractéristiques géo-mécaniques très faibles ($p = 0.5$ à 1 MPa, $E = 5$ à 10 MPa, voire moins dans les parties supérieures de remblais mal compactés) ;
- un substratum rencontré entre 20 et 25m de profondeur en aval ;
- Entre les deux PF est stable : des terrains en place plus sains (le sondage SP9 montre des schistes relativement compacts sous 6 m de remblais).

Sur la base des reconnaissances réalisées, la coupe lithologique de la zone 5 est schématisée comme suit :

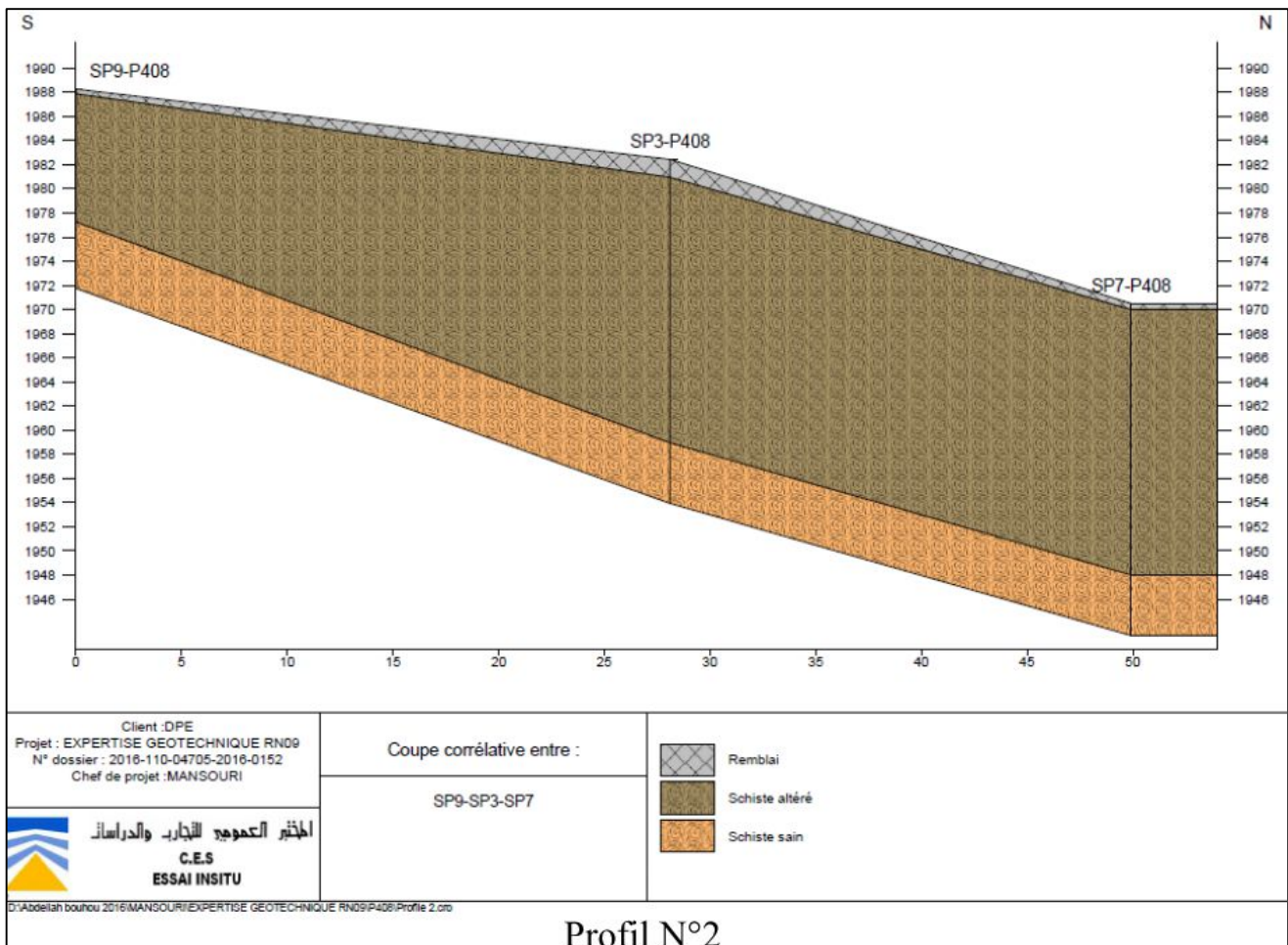


Figure 24: modèle lithologique de la zone 5

- Reconnaissances d'auscultation :

Les 4 inclinomètres installés entre novembre 2016 et mai 2017 témoignent clairement des mouvements importants avec des surfaces de glissement à différentes profondeurs et ce jusqu'à 20 m de profondeur. Tous les inclinomètres ont été cisailés sauf l'inclinomètre I4 (cisailé à fin déc. 2017), ce qui témoigne du caractère actif du glissement, avec des vitesses de glissement de l'ordre de 17 à 18 mm/mois.

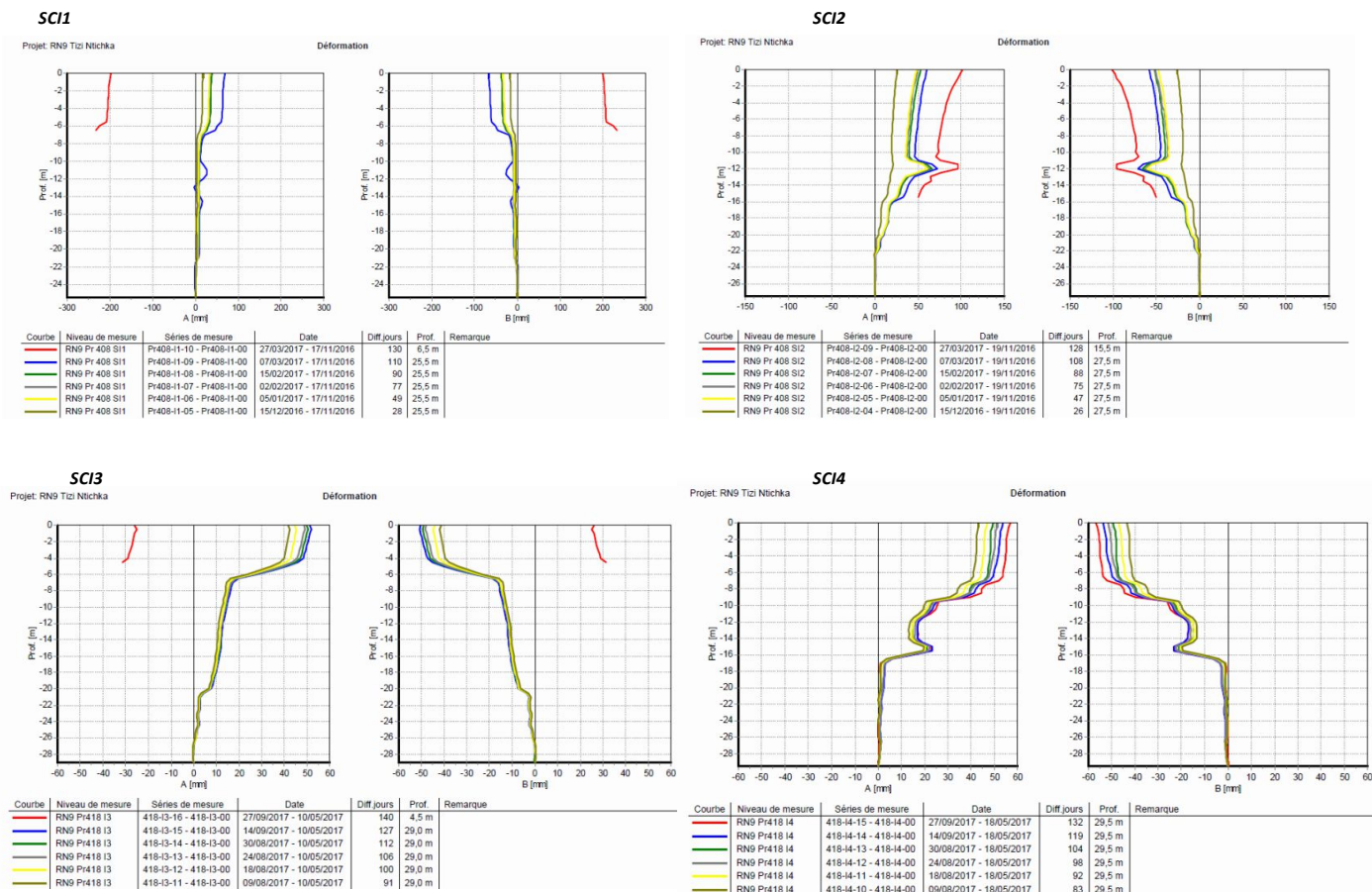


Figure 25: auscultation par inclinomètres au niveau de la zone 5

IV. SOLUTIONS DE TRAITEMENT

1. Principes de traitement des zones d'instabilité :

Le tableau ci-dessous présente les principes de traitement retenus en rappelant également le type du désordre pour chaque zone d'instabilité étudiée du lot 1 de la RN9 entre Taddart 2 et le col de Tizi N'Tichka :

Tableau 1: Type d'instabilité et principe de traitement des 5 zones étudiées du lot 1 de la RN9 entre Taddart 2 et le col de Tizi N'Tichka

Point d'instabilité	Type d'instabilité	Principe de traitement
Zone 1 : PT192/194 PK338+300/338+400	Eroulement du talus amont de la plateforme inférieure selon une géométrie plus ou moins circulaire	Clouage de la plateforme inférieure associé à un béton projeté pour limiter les effets des précipitations
Zone 2 : PT210/215 PK338+817	Glissement du talus aval de la PF inf, (surcharge importante sur un versant à forte pente). Délestage partiel du dépôt (déjà réalisé). Talus amont de la PF sup : glissement banc sur banc.	PF inf : Continuer le délestage du dépôt. Renforcement de la chaussée par géogrilles + drainage soigné. PF sup : -Clouage du déblai -ou terrassement (variante retenu) Changement du tracé : variante non retenue
Zone 3 : PT314/318 PK340+546	Glissement banc sur banc.	Clouage du talus amont de la PF inf, associé à un béton projeté de protection
Zone 4 : PT350/360 PK341+163/341+373	Masse meuble de surface présentant des fissures Délestage partiel déjà réalisé	Purge des terrains meubles sur une épaisseur (sur 2 ou 3 m en moyenne)
Zone 5 : PT400/411 PK341+913	2 glissements au niveau la PF inf : -surface « superficielle » à la base des formations très meubles c'est-à-dire vers 8 à 10 m de profondeur, -et l'autre plus profonde (20 à 25 m) au toit du substratum sain. Les mouvements sont favorisés par de probables écoulements d'eau aux interfaces entre formations plus ou moins perméables. - dépôt au niveau du lacet de la route à une pente de talus de près de 45°, instable à long terme.	-Soutènement par rangée de pieux BA + ancrage dans le substratum -ou Soutènement par clouage et pieux battus jointifs + ancrage dans le substratum: variante non retenue -ou Changement du tracé : variante non retenue -Renforcement de la chaussée de la plateforme inf par géogrilles + drainage soigné -Par ailleurs, purger au moins partiellement le grand dépôt situé dans le lacet.

2. Hypothèses :

a. Modèles de calcul :

La construction des modèles de calcul pour chaque zone d'instabilité s'est basé sur :

- Le levé topo avec le profil géométrique le plus défavorable ;
- La lithologie pour les zones 1 et 3 (voir chapitre III) ;
- Les données des sondages carottés et pressiométriques pour les zones 2, 4 et 5.

b. Sismicité du site :

D'après la carte sismique du Maroc, on identifie les paramètres sismiques suivants du site de l'étude :

- Accélération maximale : 0,10g ;
- Type de site : site 1 ;
- Coefficient du site : 1 ;
- Une vitesse de 0,07 m/s.

La vérification de la stabilité est effectuée par le logiciel par Talren en tenant compte de coefficients d'accélération horizontale et verticale estimés de la manière suivante :

$$\sigma_h = 0,5 \cdot \alpha \cdot S = 0,05 ;$$

$$\sigma_v = \pm 1/3. \sigma_h (a_{vg}/a_g < 0.6) = 0,017 ;$$

Avec $\alpha = a_g/g = 0,1$ et S le paramètre de sol qui vaut 1 pour notre cas (sol A : rocher comportant une couche superficielle moins résistante).

c. Hydrogéologie du site :

Les poussées d'eau dans les schistes fracturés seront annulées par la mise en place des drains subhorizontaux. Ces derniers seront placés en conformité avec les passages de clouage selon les dispositions constructifs. Le calcul de calage fait référence aux conditions hydrogéologiques reconnues sur site lors des visites d'investigation.

d. Hypothèses de charge :

Les surcharges liées au trafic routier sur la RN09, seront intégrées par l'application d'une charge de 10kPa infinie au niveau de la chaussée.

e. Approche de calcul :

Les calculs ont été menés avec le logiciel Talren v5. Pour la vérification de la stabilité d'un talus naturel cloué ou tiranté, il est possible d'intégrer les coefficients de sécurité définis par les recommandations Clouterre 91.

La stabilité globale est vérifiée pour chacune des zones instables. Les calculs sont menés en deux phases par la méthode Bishop: avant et après confortement. Les calculs de la phase avant confortement permettent de caler les caractéristiques mécaniques des schistes sur le plan de glissement pour les conditions hydrauliques et sismiques retenus, en appliquant les coefficients partiels unitaires pour obtenir un facteur de sécurité global $FS=1$ à $1,1$.

Dans la phase 2, on vérifie la stabilité du talus naturel après confortement en appliquant les coefficients partiels selon Clouterre 91 pour obtenir un facteur de sécurité globale $FS=1$.

f. Paramètres mécaniques :

Le calcul de calage pour chaque zone permet d'avoir les caractéristiques mécaniques C' et ϕ' . Les paramètres mécaniques retenus pour le calcul de stabilité sont énumérés ci-dessous par zone :

- Zone 1 :

Tableau 2 : caractéristiques mécaniques -Zone 1

Formation	γ KN/m ³	C' kPa	φ°	p_i MPa	E_m MPa	E MPa	qs KPa
Schistes altérés fracturés	20	35	27	0,5	2,5	5	50
Schistes moyennement altérés	20	75	29	1	10	20	100
Schistes sains	22	100	30	2	35	53	220
Grès	23	250	35	5	150	300	480

▪ Zone 2

Tableau 3: Caractéristiques mécaniques -Zone 2

Formation	γ KN/m ³	C' kPa	φ°	p_i MPa	E_m MPa	E MPa	qs KPa
Remblai	17	2	35	-	-	-	-
Eboulis de pente	18	20	25	-	-	-	-
Schistes verdâtres très fracturés	20	35	27	0,5	2,5	5	50
Schistes verdâtres fracturés	20	75	29	1	10	20	100
Schistes noirs de contact	22	100	30	2	35	53	220
Schistes noirs sains	22	150	30	2,5	50	100	270
Grès	23	250	35	5	150	300	480

▪ Zone 3 :

Tableau 4: Caractéristiques mécaniques -Zone 3

Formation	γ KN/m ³	C' kPa	φ°	p_i MPa	E_m MPa	E MPa	qs KPa
Schistes altérés fracturés	20	35	27	0,5	2,5	5	50
Schistes moyennement altérés	20	75	29	1	10	20	100
Schistes sains	22	100	30	2	35	53	220
Grès	23	250	35	5	150	300	480

▪ Zone 4 :

Tableau 5: caractéristiques mécaniques -Zone 4

Formation	γ KN/m ³	C' kPa	φ°	p_i MPa	E_m MPa	E MPa	qs KPa
Remblai	17	2	35	-	-	-	-
Schistes verdâtres très fracturés	20	6	27	0,5	2,5	5	50
Schistes verdâtres fracturés	20	40	29	1	10	20	100
Schistes noirs sains	22	100	30	2	35	53	220
Grès	23	250	35	5	150	300	480

▪ Zone 5 :

Tableau 6: Caractéristiques mécaniques -Zone 5

Formation	γ KN/m ³	C' kPa	φ°	p_i MPa	E_m MPa	E MPa	qs KPa
Remblai	17	2	35	-	-	-	-
Schistes altérés très fracturés	20	5	26	0,4	2,5	5	50
Schistes moyennement altérés	20	30	29	0,8	10	20	100
Schistes sains	22	100	30	2	35	53	220
Grès	23	250	35	5	150	300	480

g. Dimensionnement :

Pour chaque zone d'instabilité, la solution de traitement a fait l'objet d'un dimensionnement dont les principaux résultats sont rappelés ci-dessous :

▪ Zone 1 :

Le clouage par des ancrages passifs de type GEWI 32 FeE500 scellés sur toute la longueur avec un coulis de ciment et disposés selon une maille $Sh = 1$ m et $Sv = 2$ m pour les clous des familles 3, 5 et 6 et une maille $Sh = 3$ m, $Sv = 2$ m pour les autres. Les longueurs varient selon la courbure de la surface de rupture de telle sorte à avoir des longueurs optimales. La stabilité globale est assurée avec un **FS=1,02** et la stabilité locale avec un **FS=1,0** comme le montre la figure n°26 ci-après :

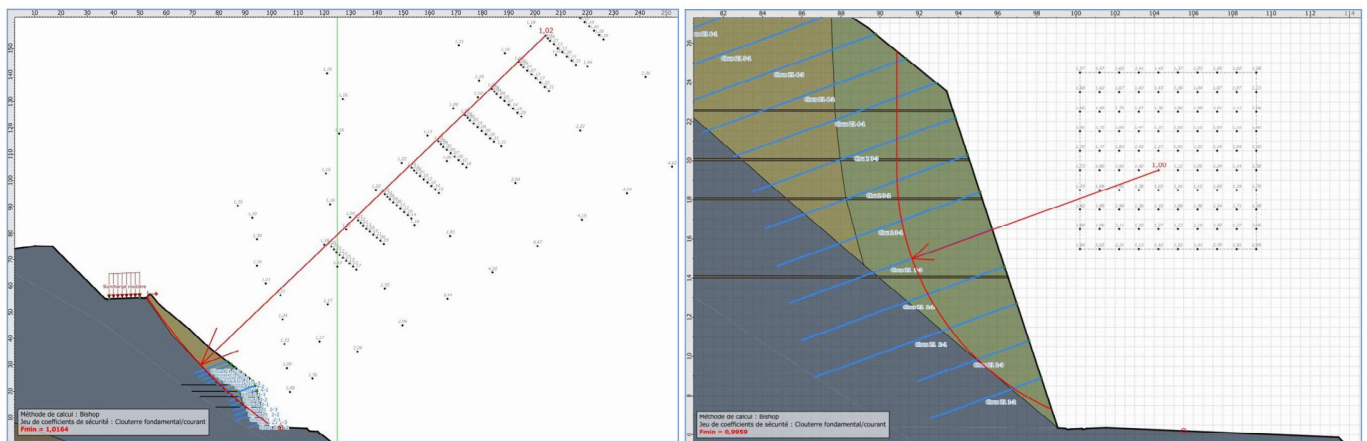


Figure 26 : coupes de calcul Talren - stabilité globale (à gauche) ; stabilité locale (à droite)

Le béton projeté doit être réalisé sur 20 cm d'épaisseur avec 3 cm d'enrobage, sous une hypothèse de dalle champignon. La dalle doit être dimensionnée :

- à la flexion à l'ELU ;
- au poinçonnement à l'ELU.

L'effort I maximal dans les ancrages est récupéré de Talren sans pondération. Il est égal à **350kN**.

La classe du béton projeté : $f_{c28} = 25$ MPa;

Les résultats sont :

- Dimensions de la plaque d'appui: 0.2×0.2 ;

- Epaisseur minimale de la plaque d'appui: 18.6mm arrondie à 20mm de limite élastique 500MPa ;
- Pressions des clous sur le parement en béton projeté : 58 kPa ;
- Section d'acier : 7.2cm²/ml côté clous et 3,98cm/ml entre clous. Soit 2 lits TS500 :
 - Lit TS inférieur côté terre en HA10e100;
 - Lit TS supérieur en HA10e200

▪ Zone 2 :

→ Reprofilage – PF inférieure :

Pour le talus aval de la PF inférieure, il a été préconisé le reprofilage du talus pour l'alléger et éviter notamment l'entraînement du dépôt par creeping. Ce reprofilage de talus est considéré dans les phases de calcul Talren et permet d'en assurer la stabilité.

Le traitement de ce talus s'étale sur toute la zone du dépôt entre PT210 et PT215, soit 110m de longueur, sur pratiquement 70m de hauteur.

La géométrie suivante (Tableau 7) est considérée pour le talutage du dépôt. Elle permet d'en assurer la stabilité sans passer par un renforcement.

Tableau 7 : dimensions de risbermes appliquées au dépôt aval de la zone 2

Gradin	Hauteur (m)	L_berme (m)	Pente (°)
1	15,3	10	27
2	15	5	27
3	10	5	27
4	10	5	27
5	22,7	5	23

La figure ci-dessous schématise le reprofilage adopté pour le dépôt aval de la PF inférieure de la zone 2

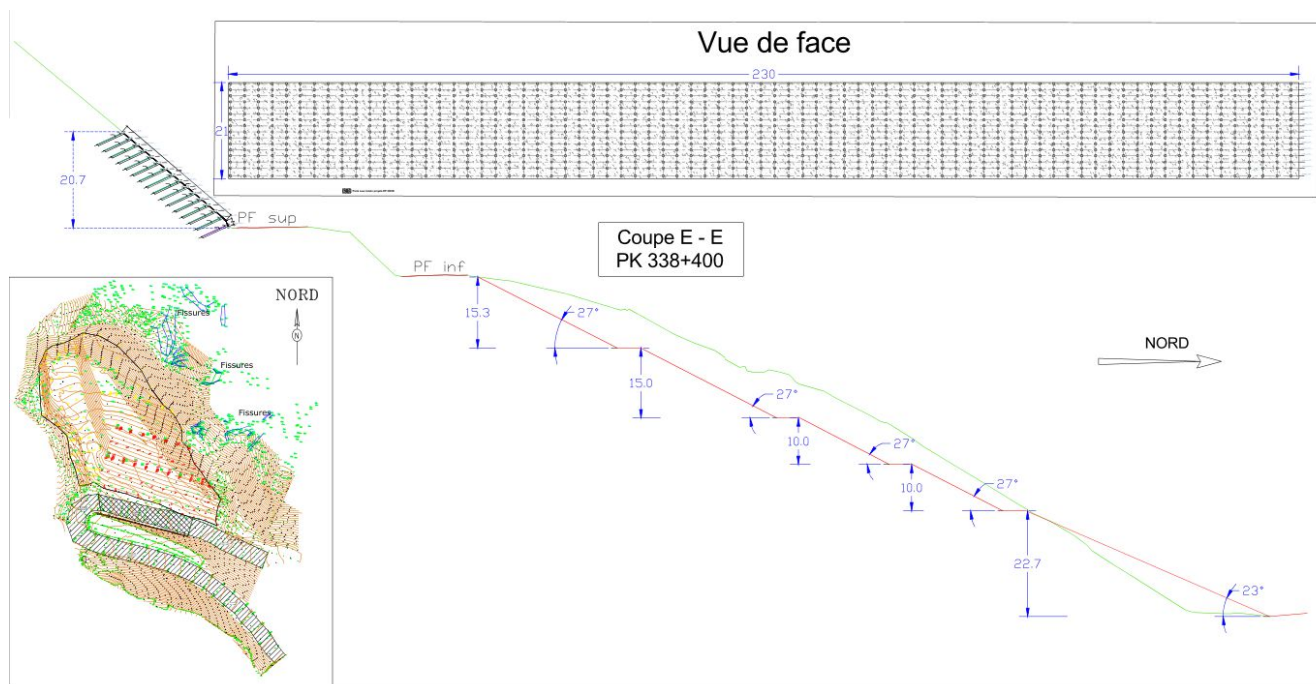


Figure 27 : Reprofilage du dépôt aval de la PF inférieure de la zone 2

Le FS obtenu pour le reprofilage du talus est égal à 1 :

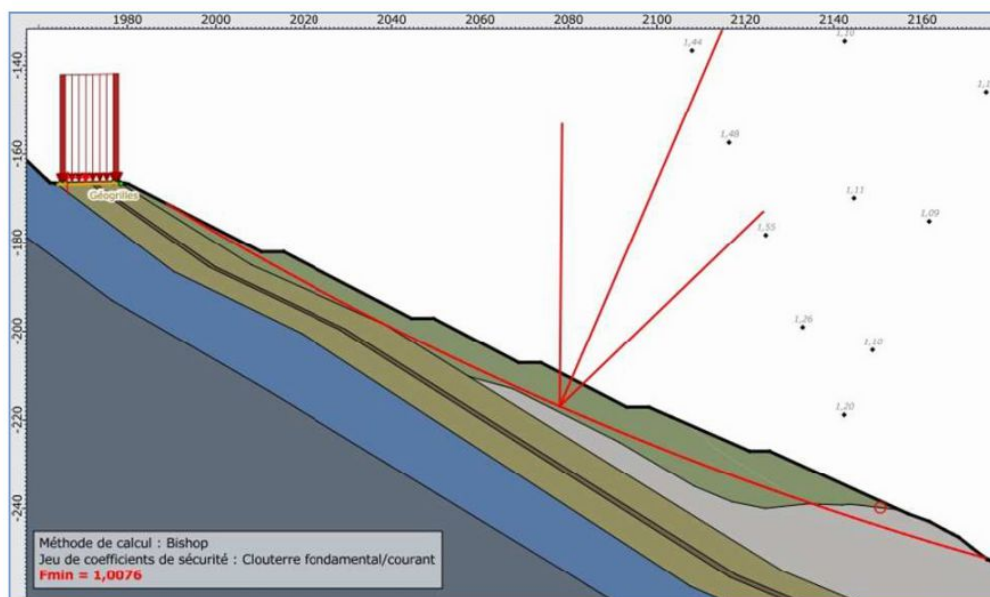


Figure 28 : Fs obtenu (Clouterre) après reprofilage du talus aval -zone 2

→ Géogrilles :

La chaussée de la PF inférieure est renforcée par des géogrilles qui vont résister à la traction et limiter la déformation verticale dans la chaussée à 5 cm.

Les géogrilles sont modélisés sur Talren à l'aide de l'option Bandes dans Renforcements, moyennant dans notre cas une bande en dessous de la structure de chaussée. Un calcul type TALREN permet de prévoir une résistance à la traction dans la bande de géogrille de 30 kN à long terme dans la direction transversal.

La même valeur est retrouvée avec un calcul FE type Plaxis 2D avec en plus la vérification des déplacements à 6% de déformation.

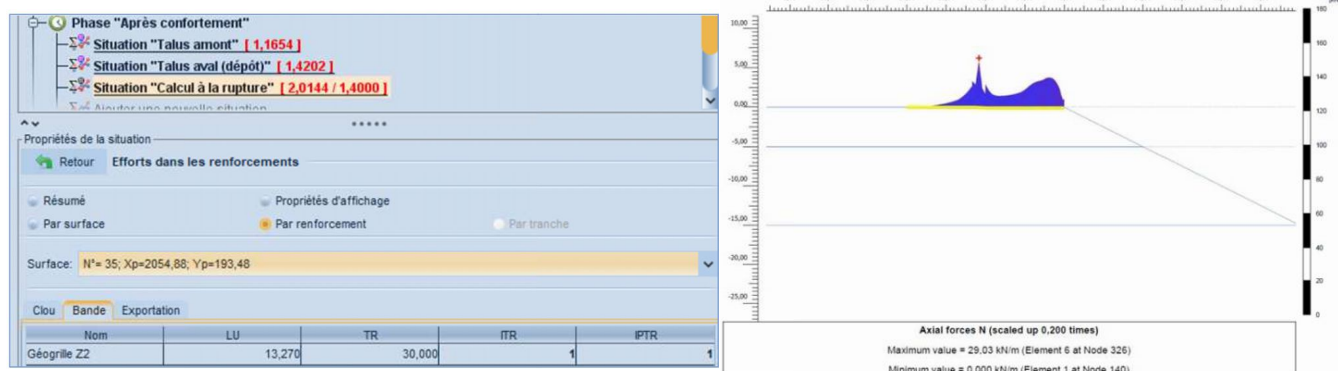
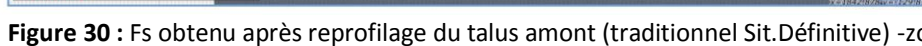


Figure 29: dimensionnement du renforcement par géogrilles -zone 2

Pour tenir compte des facteurs diminuant la résistance à la traction de la géogrille, on retient une résistance à la traction de 90 kN. En calculant les déformations dans la géogrille, on en déduit une raideur $EA = 3000 \text{ kN/m}$.

→ Reprofilage – PF supérieure :

La variante retenue consiste à reprofiler le talus de telle sorte à éviter le risque du glissement banc sur banc sur la chaussée. Il convient donc de régler la pente du talus pour intercepter la stratification des schistes.





Dimensions de la plaque d'appui: 0,2*0

- Section d'acier: 6.22cm²/ml côté clous et 3,46cm/ml entre clous. Soit 2 lits TS500 :

- Lit TS inférieur côté terre en HA10e100;
- Lit TS supérieur en HA10e200

▪ Zone 4 :

Pour le talus amont de la PF supérieure, le talus amont est stable dans la mesure où l'on assure la purge sur une épaisseur maximale de 2m pour avoir une pente régulière de 27°, et un drainage par drains subhorizontaux disposés en une rangée en bas du talus à 3m du pied du talus, et espacés de $Sh=3.0m$. Le volume estimé à purger est de 100 à 120m³/ml.

La figure ci-dessous représente le $F_s \sim 1$ obtenu pour le calage et le $F_s = 1.14$ (clouterre) du talus après la purge :

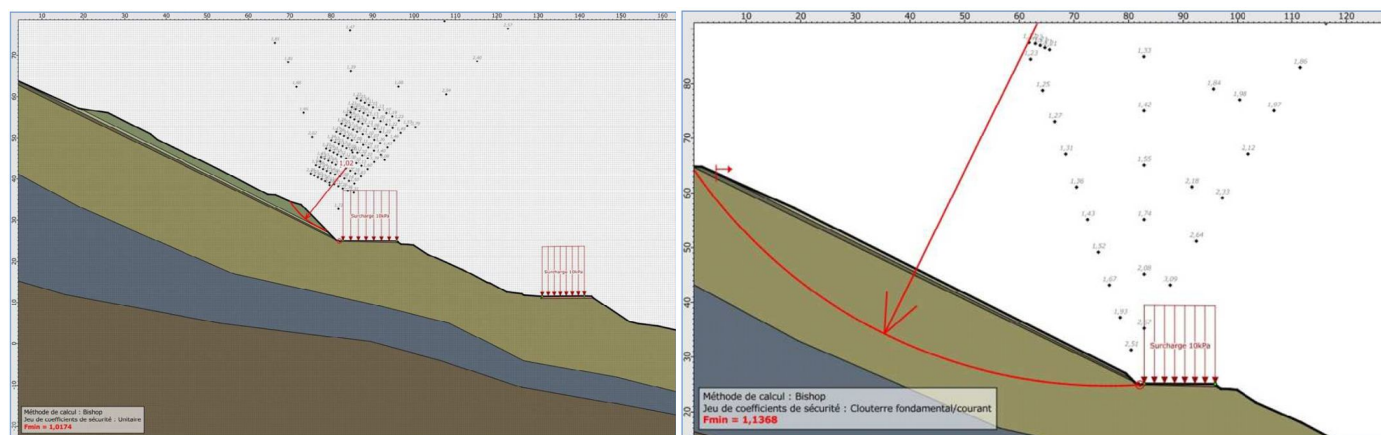


Figure 32 : coupes de calcul Talren du talus amont - calage (à gauche) ; stabilité globale du talus (à droite)

La stabilité d'ensemble est aussi améliorée avec $FS= 1.3$:

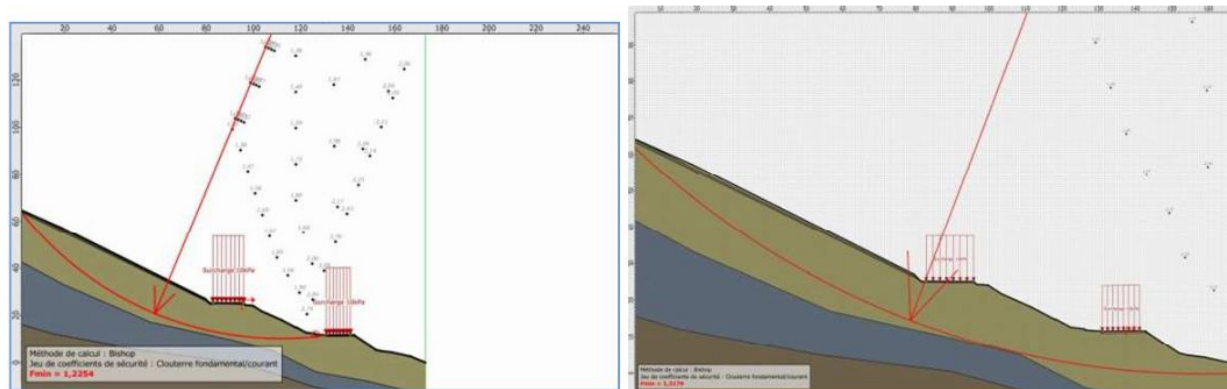


Figure 33 : évaluation de la stabilité globale après purge -zone 4

▪ Zone 5

Le talus aval de la PF inférieure qui présente un glissement à deux niveaux superficiel et profond, est conforté par une rangée de pieux jointifs forés en BA, liaisonnés en tête du talus par une longrine et un lit de tirants d'ancrage liaisonné par une lierne en BA.

De plus et afin d'augmenter la stabilité, il est prévu :

- L'allègement en tête aval, avec un terrassement sur 7m de hauteur en aval des pieux ;

- Le reprofilage du talus aval.

Les pieux forés en béton armé doivent résister au cisaillement et limiter les déplacements en tête. On se propose de limiter ces déplacements à **15mm**.

La stratification du sol étant inclinée de 25° environ, l'état de contraintes initial est régi par un coefficient K_0 du sol égal à 1 qui prend en compte une inclinaison β du sol de 25°.

Le calcul est mené à l'aide du logiciel K-Réa et permet d'avoir :

- le moment max des pieux en ELU : $M_{\max} = 525 \text{ kN.m}$;
- l'effort tranchant max des pieux en ELU : $T_{\max} = 420 \text{ kN}$;
- le déplacement max en tête des pieux à l'ELS < 15 mm ;
- l'effort de traction max dans le tirant d'ancrage.

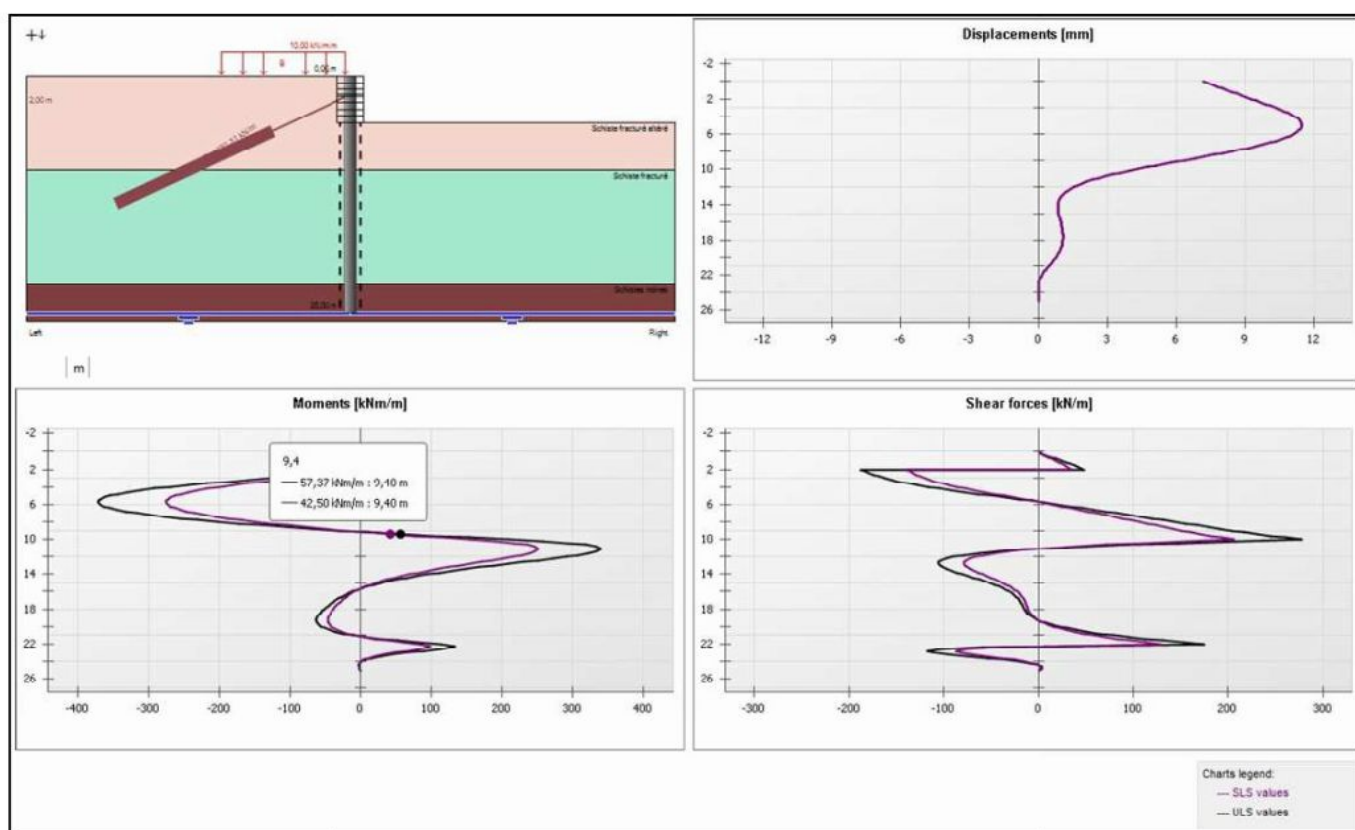


Figure 34 : vérifications du soutènement par pieux forés en BA -zone 5

On retient des pieux forés en béton armé B30 de 25m de hauteur avec des cages d'armatures de 16HA25 en longitudinal et des cerces de HA16 espacé de 15cm en transversal en zone courante et de 12cm sur la section critique (première 2,5m), avec un entre-axe de 1,3m. La longrine en tête des pieux est de 0,7m de hauteur et 1,1m d'épaisseur.

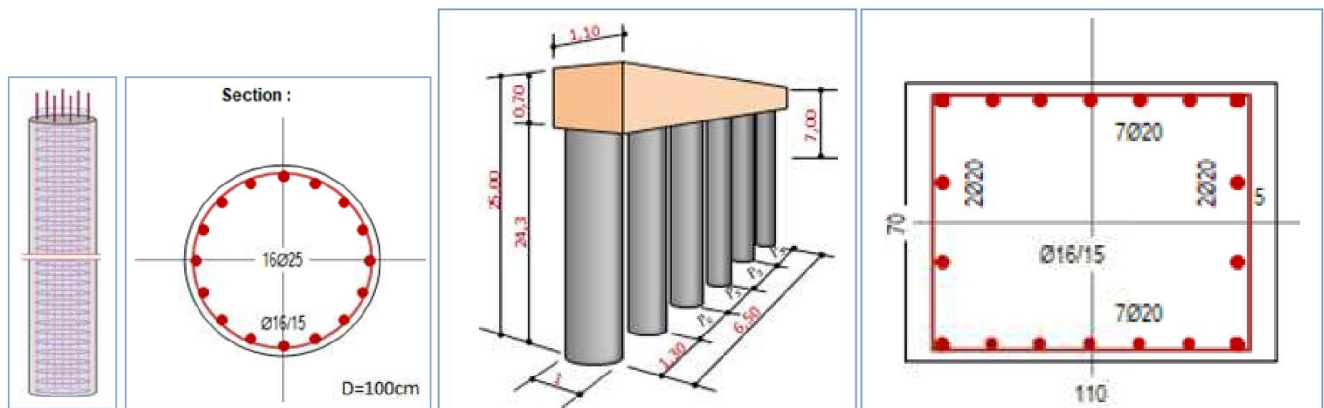


Figure 35 : dimensions et ferrailage : pieux (à gauche) ; longrine en tête des pieux (à droite)

Un béton projeté sera appliqué entre les pieux de 20 cm d'épaisseur avec les caractéristiques suivantes :

- Dimensions de la plaque d'appui: 0.2*0.2;
- Section d'acier: 3.63cm²/ml côté clous et 2.05cm²/ml entre clous. Soit 2 lits TS500 :
 - Lit TS inférieur côté terre en HA10e200;
 - Lit TS supérieur en HA8e200

Les tirants d'ancrage proposés sont réalisés en torons de précontraintes dans un trou de forage de diamètre 113mm. Le mécanisme de Kranz pour les tirants est bien vérifié avec un effort de traction de 265kN/ml soit 610kN/tirant.

Type								
☐ SLS and ULS ☐ SLS ☒ ULS								
PHASE N°	Type	M,d max [kNm/m]	N,d max [kN/m]	V,d max [kN/m]	F,d tie n°1 [kN/m]	Check Pass. press.	Check Vert. Eq.	Check Kranz
1	LEM	28,94	238,31	-23,76	-	OK	238,31	OK
2	SSIM	-370,83	539,69	277,98	259,62	OK	505,10	OK
3	SSIM	-370,83	539,69	277,98	259,62	OK	505,10	OK
4	SSIM	-524,93	483,14	417,70	265,03	OK	273,77	OK
Extrema		-524,93	539,69	417,70	265,03			

Figure 36 : vérification des ancrages -zone 5

Les tirants seront de type torons de précontrainte 5T15,7 de longueur 27m espacé de 2,6m, dont la longueur scellée est de 18m et la longueur libre est de 9m liaisons par une lierne. Les tirants sont précontraints de 500kN/ancrage.

Les tirants sont liaisons par une lierne en BA qui prend appui au niveau des têtes des tirants à - 2m de la tête des pieux, de section rectangulaire en BA de dimensions h = 30 cm x b = 50 cm.

Un drainage par drains subhorizontaux disposés en quinconce doit être assuré afin de justifier la négligence de l'effet de la poussée d'eau dans les calculs.

De plus, la pente du talus aval de la PF inférieure est réglée à 19° sur 11 m de hauteur à partir de 6.3m des pieux forés comme le schématise la figure n°37 suivante :

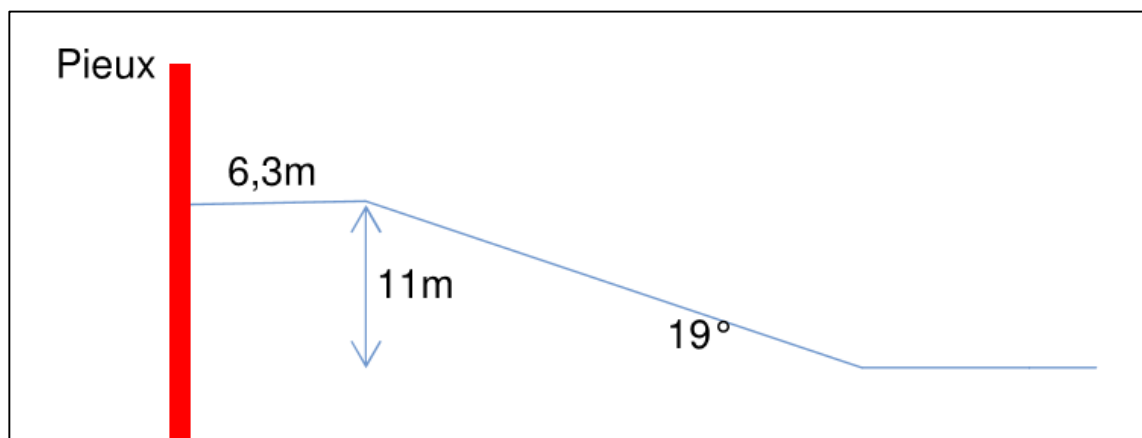


Figure 37 : reprofilage du talus aval de la PF inférieure -zone 5

Dans ces conditions, le calcul à la rupture mené par TALREN permet d'avoir un **FS = 2** (XF facteur de sécurité équivalent) :

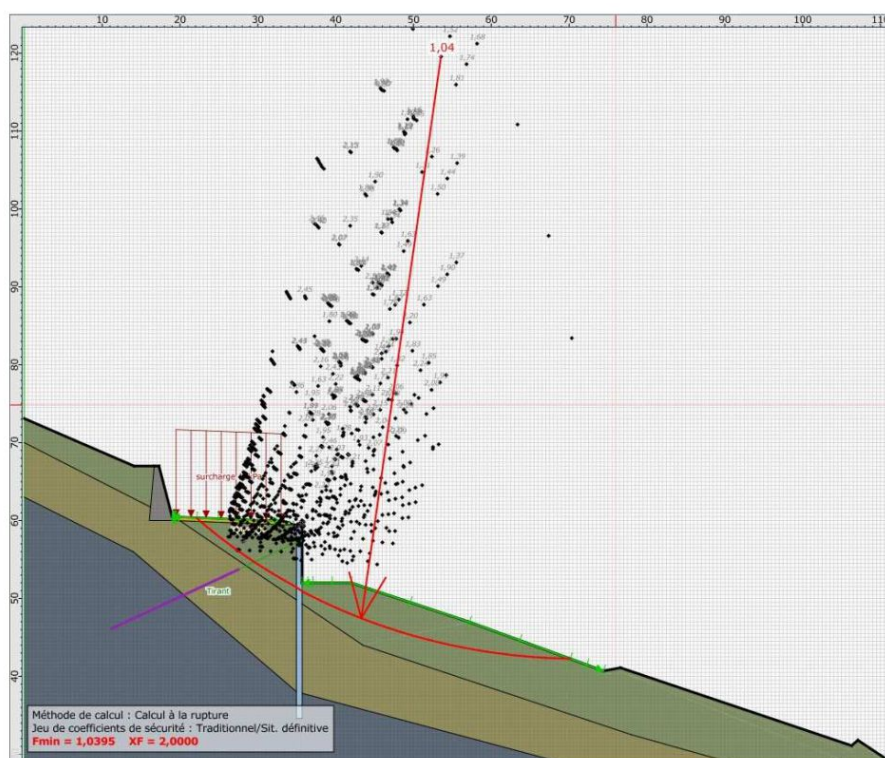


Figure 38 : évaluation de la stabilité globale après soutènement -zone 5

Un renforcement de la chaussée par géogrilles a été préconisé de la même manière que pour la zone 2.

V. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les cinq zones d'instabilités étudiées au niveau du lot 1 de la RN9 entre Taddart 2 et le col de Tizi N'Tichka ont fait l'objet de confortement (clouage, soutènement par pieux) qui présentait, selon les données disponibles lors de la phase conception, un gain en termes d'amélioration des conditions de stabilité.

Les principales conclusions et recommandations sont :

- Assurer une collaboration entre les ingénieurs de tracé et les géotechniciens et les experts, chaque intervenant avec des missions à part entière.
- Prévoir au préalable à toute intervention des études géotechniques spécifiques étayées par une expertise géotechnique
- Tenir compte du coût de traitement par rapport au coût du projet
- Accumuler un retour d'expérience pour éviter ces instabilités dans d'autres zones similaires
- Evolution de la pensée et de l'expertise géotechnique face aux mécanismes de ruine.

Ces conclusions et recommandations sont détaillées dans la présentation de cette communication.

VI. BIBLIOGRAPHIE

[LPEE] – Rapport géotechnique et expertise des instabilités de terrain sur la RN9 : section entre Taddart2 et le col de Tizi N'Tichka – Province d'Ouarzazate

[LPEE] – Rapport de géologie et analyse structurale des instabilités de terrain sur la RN9 : section entre Taddart2 et le col de Tizi N'Tichka – Province d'Ouarzazate

[TERRASOL/ SEMARTEC] – Rapports d'expertise des instabilités de terrain sur la RN9 : section entre Taddart2 et le col de Tizi N'Tichka – Province d'Ouarzazate