

CONVENANCE DE CONCEPTION CONCERNANT LE TRACE DE L'AUTOROUTE EGNATIA EN GRECE DU NORD, LE LONG DE LA SECTION DE THESSALONIQUE A KAVALA, SELON LES ETUDES GEOTECHNIQUES

Par: M. Chatziangelou¹ & B. Christaras²

RESUMÉ :

Le présent article décrit les conditions géotechniques liées à la construction de l'autoroute « Egnatia Est », et plus précisément, le long de la section de Thessalonique à Kavala, qui détermine l'opportunité du tracé de la route par rapport aux problèmes de stabilité des pentes et des tunnels. Dans ce cadre de recherche, les méthodes de soutènement et de protection, ont été élaborées et présentées. Tenant compte les causes d'instabilité, les soutènements nécessaires, la morphologie de la région et la longueur de la route, la conception de la route a été considérée.

ABSTRACT :

The present paper describes the geotechnical forms along Thessaloniki – Kavala section of Egnatia Highway in N. Greece examining the suitability of the design of the Highway. Driving from west to east, the characteristic areas of stable problems are described, furthermore to tunneling stability. The support measures are also estimated. So, taking into account the cause of failures, the required support, the morphology of the area, and the length of the highway, the design of the highway is considered.

INTRODUCTION

La section de l'autoroute Egnatia (Est) qui a été étudiée dans le présent article, est à 165 km de longueur et relie les villes de Thessalonique et de Kavala, en Grèce du Nord (fig. 1). Cette conception est choisie pour être construite parallèlement à la vieille route correspondante, qui reliait les villages de la région. En fait, l'autoroute est divisée en trois sections : i) Nymphopetra (village)-Asprovalta (petite ville), de 40 km de long, ii) Asprovalta-Strymon (fleuve), environ 20 km de long et iii) Saint Andreas (village)-Strymon, environ 40 km de long. L'autoroute a déjà été construite.

Suivant un itinéraire de l'Ouest à l'Est, au début de la première section « Nymphopetra-Strymon », l'autoroute passe par la rive nordique du lac Volvi, aux pieds

¹ mcha@geo.auth.gr

² Université Aristote de Thessaloniki, Ecole de Géologie, Lab. de Géologie de l'Ingénieur, 54124-Thessalonique, Grèce. E-mail: christar@geo.auth.gr

du Mont Vertiscos. En plus, à l'Est, l'autoroute traverse la série montagnarde des Kerdyllia, le fleuve Strymon, aboutissant à la montagne Pangaion et le Mont Symvolo.

La route traverse cinq nouveaux tunnels; i) le tunnel de Vrasna, se trouvant à la section «Nymphopetra – Asprovalta » ii) les 3 tunnels d'Asprovalta se trouvant dans la section d' «Asprovalta – Strymon » et iii) le Tunnel du Symvolo, qui se trouve à la dernière section «St.Andreas – Strymon ».

Des données tectoniques ont été utilisées pour réussir la classification de la roche-masse. Les méthodes RMR [1], SMR [2] et [3] ont été utilisées, afin d'étudier la qualité de la masse rocheuse et d'estimer la stabilité des pentes et des parois à l'intérieur des tunnels. Le test de Markland [4] pour estimer la stabilité les pentes rocheuses fissurées et la méthode RMR [5] pour estimer la stabilité des pentes en sol, ont été utilisés afin de trouver les facteurs de sécurité.

DESCRIPTION GÉOLOGIQUE

Au début de la section de « Nymphopetra – Strymon », on trouve du gneiss, de l'amphibolite et des couches minces de marbre. Les formations ci-dessus sont placées sous les dépôts lacustres du Pleio-Pléistocène. Les dépôts lacustres se composent généralement de gravier et de couches de sable. En plus à l'Est, la région de Kerdyllia se compose, généralement, de gneiss et de marbre, traversés par de veines de pegmatite. Il y a aussi des dépôts alluviaux le long des fleuves.

A l'Est du fleuve Strymon, l'autoroute traverse le Mont Symbole, composé de gneiss, de schistes et de marbre. Le granite caractéristique, de l'union de Symbole, datée de l'Éocène – Oligocène, se situe à une plus grande profondeur des excavations, affectant les formations géologiques ci-dessus par la création du chlorite au contact du granite avec le gneiss.

PREMIÈRE SECTION DE LA ROUTE, DE NYMPHOPETRA À ASPROVALTA

Suivant la direction de l'ouest à l'est, la route passe près de la rive nordique du lac Volvi. C'est la zone la plus propice à la construction, du point de vue morphologique



Figure 1. L'autoroute Egnatia, de Thessalonique à Kavala

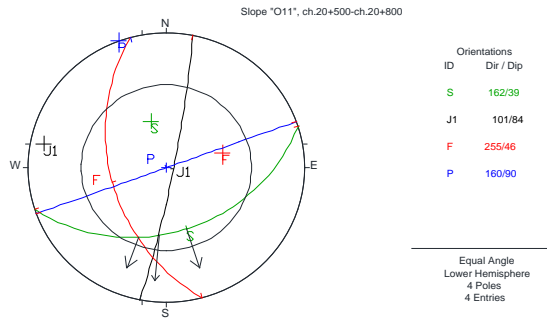


Figure 2. Glissement potentiel le long de la pente "O11"

direction 255/46 coupe ces dépôts. Les dépôts lacustres peuvent glisser le long de la direction de la stratification 162/39. Deux ruptures en coins possibles ont été formées par ; i) stratification de 162/39 et faille 255/46 et ii) des joints 101/84 et stratification de 162/39. Le glissement, a eu lieu à la direction de SSW (Fig.2).

En outre, le cercle de glissement critique a été estimé à l'aide de la géométrie de la pente, de 15 m de haut et d'inclinaison de 90°. Le rayon du cercle critique a été estimé à 15 mètres et le facteur de sécurité à des conditions saturées a été calculé 3.

Afin de protéger la pente contre le

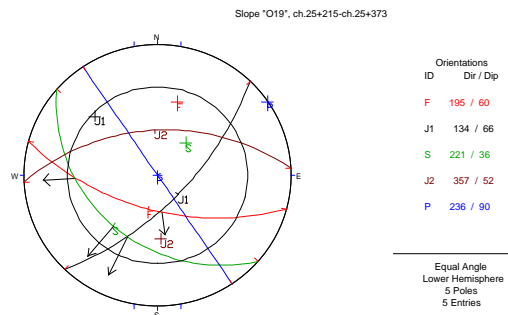


Figure 4. Potential sliding along the slope "O19"

en raison de l'altération des roches, offrant donc, un aspect technique et économique. Elle se trouve en parallèle à l'ancienne route, qui passe près de la rive sud du lac. L'orientation du tracé est parallèle à la schistosité des formations géologiques. Au cours des travaux de construction, des glissements des terrains de petite échelle, ont été créés.

PENTE O11 (CH.20+500 – CH.20+800)

La pente « O11 » se constitue de dépôts lacustres. Une faille de

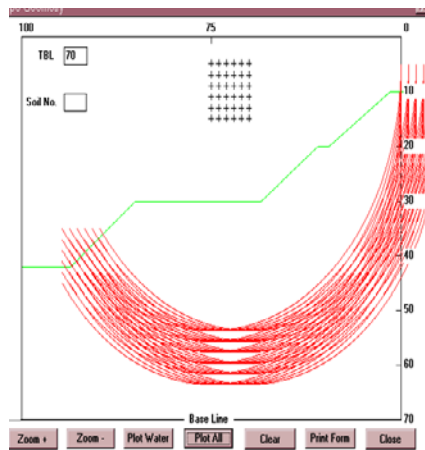


Figure 3. Pente placée à la droite de la route

glissement, un pendage de la pente de 34° a été proposé. À l'aide du pendage proposé, le rayon du cercle critique a été estimé à 29 m et le facteur de sécurité a été calculé 5 en conditions saturées.

PENTE O19 (CH.25+215,89 ET CH.25+373,95)

La région est placée aux pieds de la zone montagneuse, lors de la rive orientale du lac de Volvi. La



Critical Circle for all Sets:

X Cen	Y Cen	Radius	Slices	Safety Fac
40,00	5,00	50,00	89	2,00

Figure 5. Analyse de rupture circulaire de la pente "O19" après la construction d'une berme à conditions saturées

premier correspond à une rupture planaire le long de la schistosité, à direction de 221/36, tandis que le second correspond à une rupture en coin instable, possible, qui a été formée par les surfaces d'une faille à direction de 195/60, la schistosité à direction de 221/36 et des joints à direction de 357/52.

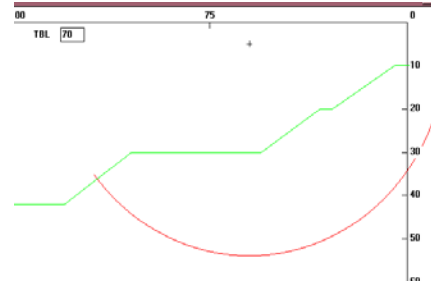
Selon le teste de Markland [4], la schistosité du gneiss, à direction de 221/36, étant généralement parallèle à l'orientation et l'inclinaison de la pente, cause des glissements planaires.

Deux approches ont été considérées, afin de protéger la pente contre le glissement (Fig. 4).

- i. Changement de l'inclinaison de la pente, ou
- ii. Changement du tracé de l'autoroute.

Considérant que la deuxième solution n'était pas utile pour nous, alors que, étant donné que la route passerait à travers les montagnes, la géométrie de la pente a été étudiée à l'aide de l'inclinaison limitée afin d'assurer la stabilité sans modifier le tracé de la route.

Tenant compte que l'angle de frottement du matériel est trouvé égal à 21° , un angle de pente, inférieur de 34° pourrait assurer la sécurité de la pente.



Critical Circle for all Sets:

X Cen	Y Cen	Radius	Slices	Safety Fac
40,00	5,00	50,00	89	1,00

Figure 6. Cercle de glissement critique de la pente "O19" après la construction d'une berme, en conditions saturées

pente est sur la droite de la route et se compose de gneiss altérée avec intercalations pegmatitiques (Fig. 3).

La mauvaise qualité de la masse rocheuse, avec l'orientation de la schistosité défavorable, ont affecté la stabilité de la pente. Deux types de glissements possibles ont été déterminés, selon notre étude. Le

Afin d'analyser la stabilité en coin, un angle de frottement de 21° , a été utilisé pour la surface de faille et 25° pour les surfaces de schistosité. Donc, si le pendage moyen de la pente serait inférieur à 34° , la sécurité était assurée.

Donc, selon les données ci-dessus, le facteur de sécurité contre rupture en coin est calculé $FS=4,18$ pour déterminer la grande stabilité de la pente ;

Le gneiss a été altéré, par l'eau de pluie et le brouillard marin, qui contribue à la perte d'une partie, importante, de sa cohésion qui la fait se comporter comme un sol.

Ainsi, pour la stabilité de la pente, un cercle critique de glissement a été estimé pour proposer la géométrie, de la pente, la plus appropriée.

La stabilité des pentes a été effectuée, sous l'aveu que le poids apparent de gneiss est égal à $2,65 \text{ gr/m}^3$, l'angle de frottement, égal à 22° et la cohésion des discontinuités égale à zéro « 0 ». Deux bermes, de 10 m d' hauteur et angle de murs de 34° (V: H = 2: 3), ont été proposés. De faibles bermes (à mur vertical), à 5 m de largeur et 2,5 m–3,25 m d'hauteur, sont créés sur la pente du remblai, pour augmenter la stabilité du remblai. À l'aide de la géométrie ci-dessus, la pente dans l'étude était stable en conditions sèches (S.F. = 2) et presque instable (S.F.=1) en conditions saturées (Fig.5,6).

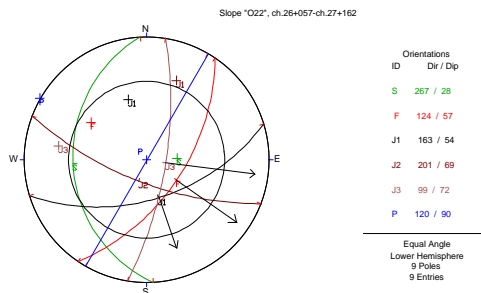


Figure 7. Glissement possible le long de la pente "O22"

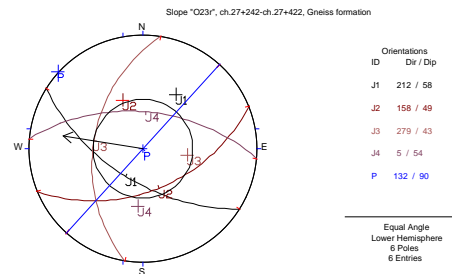


Figure 8. Directions de glissement possibles sur la pente "O23r", à gneiss

PENTE O22 (CH. 26+057 - CH. 27+162)

La pente « O22 » se compose de gneiss très fracturé et presque totalement altéré (RQD = 5 %), couverte par la formation de sable du Pléistocène.

La qualité des gneiss de la pente était pauvre comme la roche-masse était très altérée et jointée ($RMR_{bas} = 28$). Pour cette raison, la roche-masse se comporte comme un sol. Selon le système de classification des SMR, la pente se caractérise comme instable.

Étudiant la stabilité de la pente, la masse rocheuse de gneiss glisse le long de ; i) le faille 124/57 et ii) les joints de 99/72. Des prismes formés par les joints 201/69, 99/72 et 124/57 (parallèle à le faille, plus haut) peuvent réaliser des ruptures planaires et en coin, de direction SSE (Fig. 7).

Des bermes à angle des murs de 45° ont été proposées pour former la pente "O22" afin d'être protégés par des glissements planaires. La hauteur maximale de la pente était environ 50 m. Tenant compte que la pente consiste de gneiss, totalement altéré

($\gamma=2,65\text{gr/cm}^3$, $\phi=26^\circ$, $c=0$), un glissement circulaire pourrait être possible, mais selon l'analyse de stabilité, sous des conditions saturées, la pente était stable.

LA PENTE O23R (CH. 26 + 057 - CH. 27 + 162) ET O23L (CH.27+242 – CH.27+422)

La pente « O23r » se compose de marbre et de gneiss à de veines de pegmatite. La roche masse était de qualité moyenne ($\text{RMR}_{\text{bas}} = 53$, $\text{GSI} = 53-63$) dans les marbres et bonne ($\text{RMR}_{\text{bas}} = 68$, $\text{GSI} = 33-37$) dans le gneiss.

La pente « O23l » est située sur le côté gauche de la route entre ch.27+242 et ch.27+422. Il se compose de gneiss de qualité moyenne ($\text{RMR}_{\text{bas}} = 57$, $\text{GSI} = 33-37$).

Selon le système de classification SMR, la formation du marbre, sur la pente « O23r », est modérément stable, bien que la formation de gneiss sur la même pente fût stable. La pente «O23l » était modérément stable.

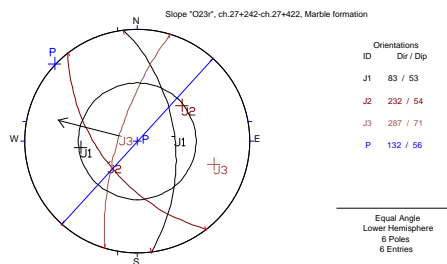


Figure 9. Directions de glissement possible dans le marbre de la pente «O23_r»

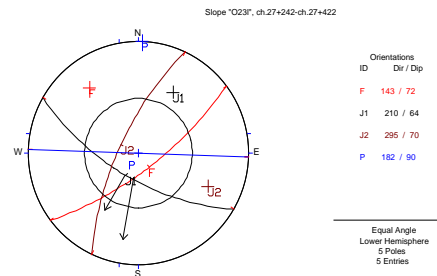


Figure 10. Directions de glissement possible le long de la pente «O23_l»

Après l'analyse de stabilité de la pente «O23r», le type de glissement pourrait être : i) un glissement planaire de la masse rocheuse de gneiss, réalisé le long des joints à direction 279/43 et ii) une rupture en coin de direction ouest, réalisée par de plans à directions 212/58 et 279/43. Dans les marbres, les joints de direction 287/71 peuvent donner des glissements planaires (Fig.9).

La masse rocheuse de gneiss de la pente «O23l» glisse, généralement, le long des joints 210/64, en outre, un glissement en coin potentiel, de direction sud, se forme par les joints de 210/64 et 143/72 (Fig.10). Comme la masse rocheuse était légèrement altérée, il n'y n'avait aucune possibilité d'avoir de glissement circulaire.

Afin de protéger la pente de la masse rocheuse, une inclinaison de la pente égale à 45° a été proposée.

LE TUNNEL DE VRASNA (CH.28+240 – CH.28+380)

Le tunnel de Vrasna traverse une colline basse, vers le Village d' Asprovalta. En fait, le site est situé dans la partie sud de la montagne de Vertiscos.

Bien que la route puisse passer de la partie orientale de la montagne, évitant la construction du tunnel, la présence du village de Vrasna, très proche de l'autoroute, a retenu la conception.

Le tunnel, qui est de 12m de haut, comprend deux tubes parallèles, 140m de long chacune, étant orienté de l'ouest vers l'est.

La qualité du gneiss, était classifiée de pauvre (IV), à très pauvre (V), près des contacts tectoniques. La qualité du marbre, qui est moins altérée à celle du gneiss et a été classifiée comme bonne (III) à pauvre (IV), à proximité des surfaces tectoniques.

Il est bien connu, que l'instabilité d'une masse rocheuse autour d'une ouverture souterraine dépend du niveau des contraintes, à chaque place, et des caractéristiques géotechniques de la masse rocheuse. Dans des masses rocheuses, à stress élevé, l'échec, autour de l'ouverture, progresse de fragile écaillage et fendre. La présence de nombreuses discontinuités offre une liberté considérable pour les morceaux rocheux individuels de glisser ou de tourner à l'intérieur de la masse rocheuse [6]. Instabilités, impliquant du glissement le long de l'intersection des discontinuités dans une masse rocheuse fortement jointée, est supposé de se produire sans changement de volume plastique.

Pour cette raison, dans les tunnels peu profonds, comme le Vrasna, l'ouvrage suit la géométrie des discontinuités qui est considérée comme la cause principale de l'instabilité [7], tenant aussi compte que le niveau de la nappe souterraine est beaucoup plus bas que la construction.

Trente-sept blocks instables, plus lourds que 5tns, ont été estimés. Afin de stabiliser ces blocks, l'épaisseur du béton projeté était considéré comme 10 cm et la longueur des boulons de roche était considéré comme 6 m. Compte tenu des caractéristiques de la masse rocheuse, l'espacement des boulons était considéré de varier de 1.5mx1.5m à 1.5mx1m.

Selon nos estimations, le béton projeté jusqu'à 3 cm d'épaisseur, pourrait soutenir la majorité des blocks, augmentant le coefficient de sécurité jusqu'à 9,88. L'épaisseur maximale du béton projeté, qui pourrait soutenir avec succès les blocks, sans utiliser des mesures de protection supplémentaires, était de 8cm, bien qu'à la plupart des cas, le béton projeté, d'un 1cm d'épaisseur, pourrait soutenir efficacement le tunnel. Des boulons, de longueur jusqu'à 3m, pourraient également soutenir l'essentiel des blocks, augmentant le coefficient de sécurité jusqu'à 9,43. Des boulons de longueur d'un (1) m, pourraient appuyer la plupart de ces blocks. Cinq blocks ne pouvaient pas être appuyés efficacement par des boulons, même s'ils étaient effectivement soutenus par le béton projeté. Par conséquent, dans les cas ci-dessus, le béton projeté pourrait soutenir les petits blocks mieux que le boulonnage. Comme il a été observé, si dessous, selon la relation linéaire «le facteur de sécurité des blocks étant pris en charge par le béton projeté de 10 cm d'épaisseur» et «le facteur de sécurité des blocks étant pris en charge par le béton projeté d'épaisseur minimum requis», la sécurité, fournie par l'installation épaisse du béton projeté, proposée par le système RMR, était d'environ dix fois plus haute que la protection offerte par le calcul du béton projeté d'épaisseur minimale requise ;

$$SF_{\text{shot}=10\text{cm}} = 9.6604 * SF_{\text{béton projeté}} - 4.1394$$

$$R^2 = 0,97.$$

$SF_{\text{shot}=10\text{cm}}$ = facteur de sécurité des petits blocks étant appuyé par l'utilisation du béton projeté de 10 cm d'épaisseur

$SF_{\text{béton projeté}}$ = le facteur de sécurité des petits blocks étant appuyé par le béton projeté d'épaisseur minimale requise

En outre, comme il a été observé, selon la relation linéaire, si dessous, entre le facteur de sécurité des plus grands blocks (ruptures en coin) étant appuyé par de boulons de 6 m de long et le facteur de sécurité des mêmes blocks (ruptures en coin) étant appuyé par des boulons, de longueur requise minimale, l'augmentation de la longueur des boulons plus de 3 m, n'a pas augmenté la sécurité;

$$SF_{\text{boulons} = 6 \text{ m}} = 0,988 * SF_{\text{boulons}} - 0.5776$$

$$R^2 = 0,91.$$

$SF_{\text{boulons} = 6 \text{ m}}$ = facteur de sécurité de blocks (rupture en coins) étant appuyé par de boulons de 6 m de long

SF_{boulons} = facteur de sécurité des coins étant appuyé par des boulons, de longueur minimal requis.

DEUXIÈME SECTION DE L'AUTOROUTE D'ASPROVALTA AU FLEUVE STRYMONA

Bien que la vieille route traverse les villages Asprovalta, Loggari, Sikia et Kerdyllia, près de la mer, l'autoroute Egnatia est placée au nord de l'ancienne route, hors des villages, passant par les pieds de la région montagneuse de Kerdyllia. La conception ci-dessus est la plus appropriée pour des causes environnementales, puisqu'elle laisse la vie des villages tranquille et elle altère très peu la morphologie de la région, car la majorité des excavations nécessaires ne sont pas à une hauteur significative. En outre, pour que les excavations hautes soient évitées, la construction des tunnels était préférable. Ainsi, cette partie de la route se compose de quatre tunnels.

Du point de vue géologique, la région se compose de gneiss à veines pegmatitiques, de marbre et d'amphibolites. Par conséquent, les difficultés des excavations et la stabilité des pentes dépendent des ruptures planaires et en coin.

La difficulté de l'excavation et la stabilisation de deux pentes à grandes hauteurs, créées dans le cadre de la construction des tunnels et prévues pour la région, sont décrites et les phénomènes de glissements de terre sont considérés.

L'HAUTE PENTE AU CHAÎNAGE 9+700

La pente, de 60m de haut, se compose de gneiss à biotite jointé et altéré. Comme résultat de cette condition, dès le commencement de l'excavation, l'eau de la pluie a diminué la sécurité de la pente et des glissements de terre sont créés. Le glissement de terre a été délimité sur la partie demi-formée de la pente (Fig. 11). La qualité de la masse rocheuse était pauvre (catégorie RMR : IV).



Figure 11. Glissement de terrain le long du ch. 9+700

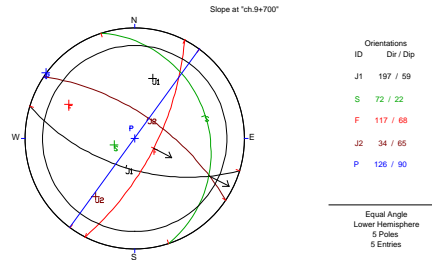


Figure 12. Directions de glissements possibles le long de la pente "ch.9+700"

Des fissures de traction ont provoqué des ruptures circulaires. Le cercle critique dans des conditions non saturées, à 50m de profondeur et le facteur de sécurité a été calculé à 1,66. En conditions saturées, provoquées par des pluies, le facteur de sécurité est égal à 1,16.

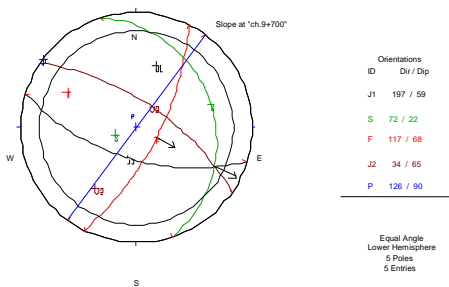
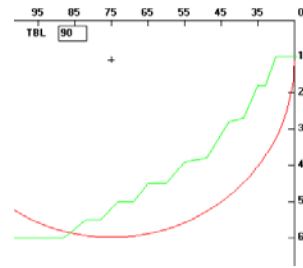


Figure 12. Directions de glissements possibles le long de la pente "ch.9+700"



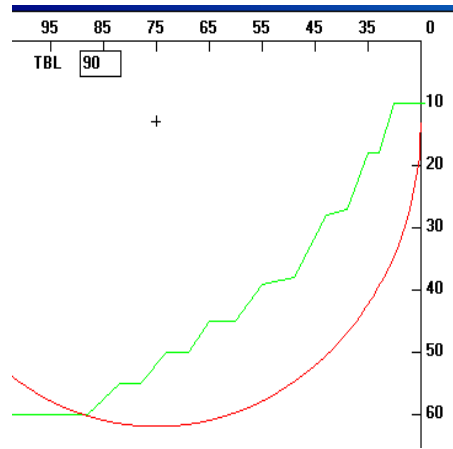
Critical Circle for all Sets:

X Cen	Y Cen	Radius	Slices	Safety Fac
50.00	11.00	50.00	62	2.08

Figure 13. Cercle de glissement critique de la pente à "ch.9+700" (conditions non saturées)

Une pluie forte, qui a eu lieu en Mars 2002, a créé un glissement de terrain, généralement, circulaire de la moitié de la pente. La pente se composait de petits blocs de roche bien altérés. Un glissement circulaire du matériau non cohésif a été délimité à l'est de la pente, où se trouvait un plan de faille (115/65) et sur le côté ouest de la pente, où se trouvait une longue surface de glissement (120/76) (Fig12). La pluie était la cause principale du glissement de terre à facteur de sécurité 1,16 et conditions saturées [8].

Pour rétablir la pente glissée, la construction de bermes à murs d'angle a été progressivement augmentée de bas (hauteur / largeur = 1/1.5 et 1 / 1) en haut (hauteur / largeur = 2 / 1). Grâce à cette nouvelle géométrie, le facteur de sécurité était de 25% plus



Critical Circle for all Sets:

X Cen	Y Cen	Radius	Slices	Safety Fac
50.00	13.00	50.00	67	1.57

Figure 14. Cercle de glissement critique de la pente à “ch.9+700” (géométrie précédente mais pour des conditions saturées)



Figure 15. Un grand glissement de terrain, étudié

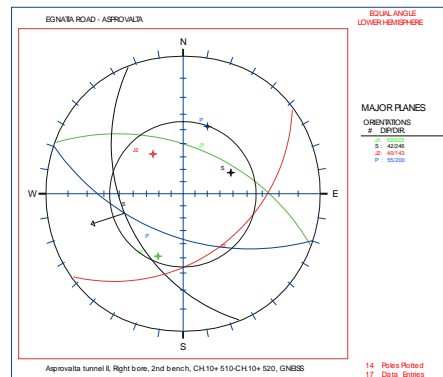


Figure 16: Directions des glissements possibles dans le gneiss, sur la 3^{ème} berme entre le ch.10+510 et ch.10+520

élevé (SF = 2,08) à des conditions non saturées et 35% plus élevé (SF = 1,57) à des conditions saturées de la géométrie originale. Le changement progressif du pendage des bermes proposé, du plus grand en bas au plus faible en haut, a donné la possibilité de diminuer la dimension horizontale pour la même hauteur et en plus de diminuer les travaux de terrassement en cours pour la construction de la tranchée finale. Lorsque les hauteurs des bermes ont été également augmentées, les forces retenues ont été augmentées aussi et les forces de glissement ont été réduites. Donc, le facteur de sécurité de toutes les parties a été progressivement augmenté de bas en haut, faisant, donc, la pente encore plus stable (Fig.13, 14).

GLISSEMENT DE TERRAIN DANS LA HAUTE TRANCHEE OUVERTE de CH.10 +500 à 700 CH.10

Une tranchée ouverte a été rabotée pour être construite dans la partie sud du tunnel Asprovalta II, afin de remplacer le tube droit du tunnel par une haute tranchée ouverte (fig.15).

L'excavation de la pente a été effectuée du haut vers le bas. Les formations géologiques, qui ont été observées lors de l'excavation, ont été composées du gneiss plissé avec des joints de directions nord et sud-est, du marbre plissé avec des joints de directions ouest et sud-est, d'amphibolite plissé, dont la schistosité est orientée vers le nord-est et le sud-est, étant donné que les joints étaient de direction sud et ouest. Le gneiss et de marbre ont été co-plissés et traversés par trois failles à directions NW, NE et SE.

Selon le système de classification RMR, la qualité de la masse rocheuse a été caractérisée comme pauvre ($RMR_{\text{bas}} = 22-40$, $RMR = 3-17$). Il y avait une partie de la pente entre les ch.10+ 570 et ch.10+640, constitués par de formations d'amphibolite et de marbre, qualité de masse rocheuse moyenne ($RMR_{\text{bas}} = 42-49$, $24-35 = RMR$) mais meilleure que le reste de la pente. Selon le système de classification SMR, la pente excavée était très instable.

Pour la stabilité de la pente dans la formation de gneiss, étant placée entre les ch.10+505 et ch.10+556, sur la berme 3e, il y avait le risque de glisser le long de la schistosité 213/35. La même formation, étant placée entre les ch.10+510 et ch.10+520, sur la berme 2e, pourrait activer des glissements le long de la schistosité 246/42 (fig.16). Il y avait une partie de gneiss, complètement altéré, étant placé entre les ch.10+670 et ch.10+680, qui pourrait activer des glissements le long de la section constituée par la schistosité 229/48 et des joints 169/53 ou des joints 125/85. La formation du marbre, placée entre le ch.10+600 et ch.10+640, pourrait donner des glissements, le long de la section constituée par la schistosité 195/39 et les joints 278/76 (Fig. 17, 18).

Un glissement de terrain de grande dimension s'est produit entre le ch.10+533 et le ch.10+620, à peine terminée l'excavation des trois bermes supérieures (4 e, 3 e et 2 e) . Une rupture en coin, située dans le marbre de la berme 2e, entre le ch.10+600 et le ch.10+620 et formée par la schistosité de 195/39 et les joints de 278/76, était responsable pour le grand glissement de terrain de la Fig.15, qui est décrit plus haut. [9]

Tenant compte l'utilité de la tranchée ouverte et cherchant des solutions alternatives afin d'avoir évité la stabilisation de la pente extrêmement coûteuse, trois autres idées ont été examinées;

- Le changement du tracé par déplacement de l'autoroute vers le Nord.
- Le changement du tracé par déplacement de l'autoroute vers le sud.
- Les excavations du tube droit du tunnel, par la méthode «cover and cut » au lieu d'excaver et de stabiliser une tranchée ouverte.

Etant donné que la zone, au nord, est montagneuse, le déplacement de l'autoroute vers le nord aurait besoin d'excavations assez plus profondes et des tunnels plus longs, faisant le nouveau tracé plus difficile et coûteux.

Du fait que le village d'Asprovalta se trouve juste à côté, au sud, un déplacement de l'autoroute vers le sud créerait des problèmes communautaires.

Donc, la 3ème solution, était la plus logique et facile. En outre, du point de vue environnemental, cette solution ne changerait tant la morphologie que la tranchée ouverte de l'excavation (fig.15).

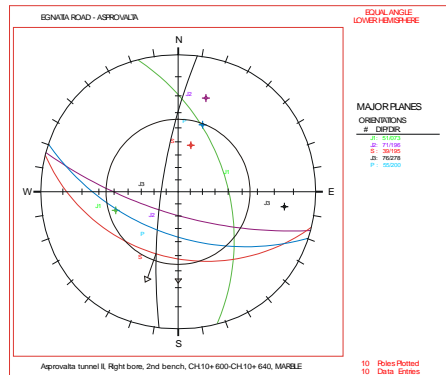


Figure 17. Directions des ruptures possibles, dans le marbre, sur la 2^{ème} berme, entre le ch.10+600 et ch.10+640

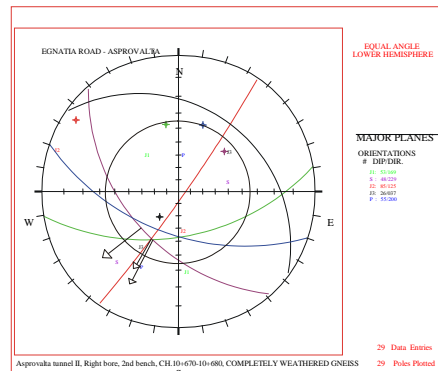


Figure 18. Directions des ruptures possibles, dans le gneiss altéré, sur la 2^{ème} berme, entre le ch. 10+670 et ch. 10+680.

LES TUNNELS D'ASPROVALTA (CH.10+022 - CH.10+708). LA SUBSECTION ENTRE LE VILLAGE ASPROVALTA ET LE FLEUVE STRYMON

Les tunnels d'Asprovalta sont deux tunnels d'environ 250m chacun. Le tunnel I, est construit en deux tubes tandis au tunnel II le tube droit est, finalement, construit par la méthode « cover and cut », come il est déjà décrit dans le paragraphe précédent.

Les formations géologiques qui ont été traversées par les tunnels se constituent de gneiss fissuré, à masse rocheuse légèrement altérée, de marbre jointé et d'altération moyenne, d'amphibolites de bonne qualité, avec de veines à pegmatite et aplite [7].

Les déformations, mesurées durant l'excavation, étaient moins de 8,71cm le long de l'axe X et moins de 4,4cm le long de l'axe Y parce que les fissures de la masse rocheuse ont contribué à des tensions détentes, autour de l'excavation. Bien que des ruptures étendues n'étaient pas possible d'apparaître, de grands blocks ont été omis par le toit et les parois. L'observation ci-dessus a montré que les déformations ne sont pas connectées aux ruptures qui sont plutôt en coin. En fait, les ruptures en coin ont été créées par étapes en commençant par le glissement et la chute de très petits blocks, qui ont provoqué l'instabilité des blocks derrière eux-mêmes.

L'installation de boulons d'ancrage augmente le facteur de sécurité de 8%, mais la présence nécessaire de gunite, a causé de petits morceaux rocheux.

TROISIÈME PARTIE DE LA ROUTE DE LA RIVIÈRE STRYMON AU CARREFOUR ST. ANDREAS

La troisième partie de la route passe le long de la vallée du fleuve de Marmaras, aux pieds du mont Pangaion. Il n'y a pas d'excavations des pentes, parce que la région est plate. La dernière partie, entre Mesia Village et le carrefour de St Andréas, a été excavé pour la construction d'un tunnel, là où la route traverse la montagne Symbole.

TUNNEL DU MONT SYMBOLE DE STRYMON A ST.ANDREAS

Le tunnel du Mont Symbole appartient à la subsection « Fleuve Strymon River – Village Nouvelle Peramos » de l'autoroute Egnatia. Le tunnel, orienté d'Ouest à l' Est, est de 13 m de haut et consiste de deux tubes parallèles, de longueur environ de 1150m chacun. De point de vue géologique, la région est située dans la masse de Rila - Rhodope, généralement constituée de gneiss, schistes, amphibolites, marbres et roches plutoniques. Les blocks de notre étude ont été placés dans une masse rocheuse fissurée à nappe phréatique placée sous le niveau de la route.

La qualité de gneiss, est généralement caractérisée comme moyenne (III), changée progressivement à pauvre (IV), près de contacts tectoniques avec le marbre. La qualité du granite et des schistes était généralement très pauvre (V).

L'instabilité de la masse rocheuse due i) à la chute ou du glissement des blocks du toit et ii) à la rupture planaire le long des joints.

En fait, il y avait quatre blocks (coins) qui sont tombés du toit et cinq blocks sont glissés le long du plan de 0 / 90. Des glissements planaires sont aussi observés. Selon l'étude des directions des discontinuités, des glissements ont eu lieu à la paroi droite du tube le long des surfaces 233-239/52-60, 190-196/67-76 et 207-229/49-69. En outre, des glissements ont eu lieu à la paroi gauche du tube le long des surfaces 49-55/57-61, 12/60, 61/68 et 40/71.

Tenant compte de l'orientation et de l'espacement des discontinuités ainsi que la qualité de la masse rocheuse, l'espacement des boulons d'ancrage a été considéré de varier de 1mx1.5m à 2mx1m. La longueur des boulons de roche a été calculé d'être 2m.

Selon nos estimations, le béton projeté, jusqu'à 5 cm d'épaisseur, pourrait également soutenir les blocks rocheux.

CALCUL RAPIDE DE L'ÉPAISSEUR DU BÉTON PROJETÉ

En raison du danger durant l'excavation des tunnels et de l'application des mesures de soutènement, le calcul rapide de l'épaisseur du béton projeté lors de l'excavation était utile. En étudiant la face apparente des blocks (la surface apparente à la surface intérieure du tunnel) par rapport à l'épaisseur du béton projeté (plus mince que 40cm) requis pour supporter de petits blocks instables, les relations suivantes sont devenues évidentes (Fig.4):

- Tunnels d'Asprovalta [10]:

$$F_{(m^2)} = 0.3489 * [h_{(cm)}]^2 + 16\,654 * h_{(cm)} + 14\,049$$

Le coefficient de cette relation a été calculé à 0,82.

Par conséquent, une relation entre la face apparente de petits blocks et l'épaisseur requise de béton projeté est formée:

$$y = a * x^2 + b + c * x \quad (6)$$

- Tunnel du Mont Symbole [11]

$$F_{(m^2)} = 0.0061 * [h_{(cm)}]^2 + 0,7484 * h_{(cm)} + 1,4068$$

Où h = épaisseur de béton projeté (cm)

F = face apparente du block (m²)

Le coefficient de la relation ci-dessus a été calculé à 0,877.

LE CONFORTEMENT DE LA CONCEPTION ROUTIERE

Comme il a été décrit ci-dessus, l'autoroute Egnatia de Thessalonique à Kavala est placée à la proximité du lac de Volvi et à la proximité de la mer Egée. En regardant la Fig.1, la route est apparue comme un arc 165 km. Cette conception ne constitue pas la route la plus courte tandis qu'un tracé linéaire, théorique, pourrait avoir une longueur seulement de 130 km.

Mais la conception construite est la plus appropriée pour les raisons suivantes:

- La conception linéaire passerait à travers les montagnes et la construction aurait besoin de la présence de nombreux tunnels profonds et beaucoup plus longs qui augmenteraient significativement le coût de la construction, par rapport à la solution actuelle.
- La conception linéaire ne tient pas compte la stratification (ou la schistosité) et la tectonique des formations géologiques. Ainsi, les systèmes de soutènement des excavations devraient être plus compliqués et chers par rapport aux excavations actuelles.
- Le temps nécessaire pour construire la route d'après le tracé linéaire, présenté, serait beaucoup plus grande comparée à la construction actuelle.
- Les activités d'excavation et de soutènement de nombreux tunnels profonds en fonction de la conception linéaire, théorique, augmenterait la probabilité d'accidents par rapport à l'excavation et le soutènement des trois tunnels, peu profonds, de Asprovalta - Strymon.

CONCLUSIONS

Le présent article explique l'adéquation de la conception concernant l'autoroute Egnatia, dans la section Thessalonique - Kavala, du point de vue de la géologie de l'ingénieur, par description du choix de l'endroit où la route avait été placée. L'intérêt principal est donné aux phénomènes d'instabilité caractéristiques, la morphologie de la région, ainsi que les méthodes d'excavation et les mesures de soutènement.

Les causes des phénomènes d'instabilité, qui ont eu lieu lors de la construction de l'autoroute, se concentrant sur des positions instables, aide à l'estimation de l'aptitude de la conception. L'orientation des discontinuités et la qualité pauvre de la masse rocheuse, étaient responsables de l'instabilité. Les précipitations contribuent également à des glissements de terrain. Sans avoir besoin de changer la conception, les ruptures dangereuses possibles et les glissements de terrain pourraient être facilement évités si les inclinaisons a) des faibles pentes (inférieures à 50 m), étaient réduites à moins de 45°, et b) des parties inférieures des pentes élevées (supérieures à 50 m), pouvaient progressivement être réduites. En outre, l'application des méthodes de soutènement commun, pourrait contribuer à la stabilité. D'autre part, il ya une exception d'un glissement de terrain dans une haute tranchée ouverte. En fait, la tranchée ouverte avait été choisie pour remplacer le tube droit du tunnel II, d'Asprovalta, mais finalement, l'excavation du tube droit serait plus sûre que l'excavation de la pente.

En ce qui concerne la place des tunnels, ils sont placés dans la partie inférieure des montagnes, pour faciliter l'excavation. L'appui de ce que les tunnels, béton projeté et boulons d'ancrage, peut être appliqué facilement et rapidement. Par comparaison des méthodes différentes de soutènement, le béton projeté pourrait soutenir avec une meilleure efficacité, les masses rocheuses en petits blocks instables par rapport aux boulons d'ancrage. En dehors de cela, si on augmente l'épaisseur du béton projeté, le facteur de sécurité sera également augmenté. D'autre part, l'augmentation de la longueur des boulons n'affecte pas tellement le facteur de sécurité.

Nous avons conclu à une relation secondaire entre l'épaisseur du béton projeté et la surface de la face des petits blocks;

$$y = a * x^2 + b * x + c$$

Où :

x = l'épaisseur du béton projeté

y = face apparente du block (m²)

Le coefficient de corrélation de la relation ci-dessus était de 0,8.

Enfin, une comparaison entre la conception actuelle et la route linéaire théorique a eu lieu. Bien que la conception linéaire théorique soit plus courte que la conception actuelle, la morphologie montagneuse créerait des problèmes d'ouvrage et de stabilisation sur de nombreux tunnels ainsi que l'application des méthodes de soutènement pour la stabilité des pentes. De plus, le coût et le danger de la construction serait augmenté. Tenant compte que la route linéaire serait seulement d'environ 20km plus courte, la conception actuelle de la route est la plus appropriée.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering rock mass classification. New York: Wiley.
- [2]. Romana, M., 1985. *New adjustment ratings for application of Bieniawski classificaton to slopes*. Proc. Int. Symp. Rock Mech. Excav. Min. Civ. Works, ISRM, Mexico city, pp.59-68.
- [3]. Marinos, P., Hoek, E., Kazilis, N., Agistalis, G. & Marinos, V., 2005. *The tunnels of Egnatia highway, Greece. Design and construction in a variety of rock masses under*

- difficult geological conditions. Geology and linear infrastructures.* Proceedings of Int. Symposium, Lion, 2005.
- [4]. Markland, J.T., 1972. *A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected.* Imperial College Rock Mechanics Research Report, 19, pp.1-10.
- [5]. Bishop, A. W., 1955. *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes,* Geotechnique, v.1, pp.7-17.
- [6]. Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.E. (1995): *Support of underground excavations in hard rocks.* Balkema Pbl. Rotterdam, 215p.
- [7]. Christaras, B., Chatziangelou, M., Malliaroudakis, Em. & Merkos, S. 2002. *Support Capacity of wedges and RMR classification along the Asprovalta tunnel of Egnatia Highway, in n. Greece,* 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment, J.L. van Rooy and C.A. Jermy, ISBN No.0-620-28559-1.
- [8]. Chatziangelou M., Christaras B., 2005. *Influence of rainfall on slope stability at Egnatia highway, Asprovalta-Strymonas part (chainage 9+700),* J. of the Mechanical Behavior of Materials, vol.16 (1-2), pp.21-26
- [9]. Chatziangelou M., Christaras B., 2005. *A landslide along the "Asprovalta-Strymonas" part of Egnatia Highway in Northern Greece,* Proc. Of Int. Symp. Geoline 2005, Lyon
- [10]. Chatziangelou M., Christaras B., 2009. *Geological instabilities along Thessaloniki – Kavala Section of Egnatia Highway in North Greece.* Proc. Of Int. Symp and the 7th Asian Regional Conference of IAEG, Vol. 1, September 9-11, Chengdu, China.
- [11]. Chatziangelou, M., Thomopoulos, ACH. et Christaras, B. (2010). *Excavation data and failure investigation along tunnel of Symbol Mountain,* Bulletin of the Geological Society of Greece 2010