

# DISEÑO DE ANCLAJE DEL PUENTE PROVISIONAL YANANGO

**Alva Hurtado, Jorge E., Ing. Civil, MSc., PhD.**

Decano de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, [jorgealvah@infonegocio.net.pe](mailto:jorgealvah@infonegocio.net.pe)

**Macazana Erique, Ronald H., Ing. Minas, Msc.**

Departamento de Ingeniería, Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L., Lima, [rmacazana@hotmail.com](mailto:rmacazana@hotmail.com)

## RESUMEN

Aproximadamente desde 1950, se ha desarrollado el concepto de masas rocosas y suelos anclados con elementos pretensados hasta alcanzar un campo muy amplio de aplicación. Los anclajes constituyen en los actuales momentos un medio esencial para garantizar la estabilidad de estructuras diversas, siendo esta una moderna técnica de sostenimiento que se ha desarrollado debido al desarrollo tecnológico actual. Los anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados, cementadas mediante inyecciones de lechada de cemento o mortero. Este elemento estructural es sometido a tracción, generando un esfuerzo que será soportado por la resistencia al corte lateral en la zona de inyección en contacto con el terreno. En el presente artículo se describe el diseño de anclajes del puente provisional Yanango, construido ante el colapso del puente atirantado existente, ocurrido en noviembre del 2005 como consecuencia de un huayco que paso por dicha quebrada. Se indica el proceso de evaluación geomecánica de los taludes de la zona y los demás factores que determinaron la elección del uso de anclajes para el sostenimiento del puente provisional, así como el procedimiento de diseño adoptado en este caso.

## ABSTRACT

Approximately since 1950 has been developed the concept of rock masses and soil anchored with pre-stressed elements to reach a great field of application. At the present the anchorages constitute an essential guarantee of stability on diverse structures, being this a modern technique of support that has been developed due to the present technological development. The anchorages are metallic armors, lodged in perforated drills, cemented using grout injections of cement or mortar. This structural element is put under traction which generated a stress; this stress will be supported by the shear resistance in the zone of injection in ground contact. The present article describes the design of anchorages of the provisional bridge Yanango, constructed due to the collapse of the existing bridge happened in November of the 2005 as a result of huayco that passage by this place. The geomechanical evaluation of the slopes at the zone and the other factors that determined the election of the use of anchorages for the support of the provisional bridge are indicated in this paper, as well as the procedure of design adopted in this case.

---

## 1. INTRODUCCIÓN

En el presente artículo se documentan los trabajos realizados con el objeto de evaluar las condiciones existentes del terreno donde se emplazará el puente provisional Yanango, ubicado en la quebrada del mismo nombre. Este estudio se ha realizado mediante una evaluación geológica – geomecánica de ambas márgenes, analizándose los taludes adyacentes a la zona donde se construirá el puente y diseñando los anclajes fijadores de éste en ambas márgenes.

### 1.1. UBICACIÓN

El Puente provisional Yanango se encuentra ubicado en la quebrada del mismo nombre entre los kilómetros 77+200 al 79+000 de la carretera asfaltada Las Vegas - Tarma - La Merced, perteneciente al Distrito de San Ramón, Provincia de Chanchamayo, Departamento de Junín.

## 2. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

En la cuenca de la quebrada Yanango y alrededores afloran rocas metamórficas, sedimentarias e intrusivas de edades Precambriana, Paleozoica y Mesozoica tales como el Complejo Maraynioc, Grupo Mitú, Grupo Pucará, Gneis de Huacapistana, Granodiorita Tarma y Tonalita/Granodiorita San Antonio (INGEMMET, 1996).

En el contexto regional, la cuenca Yanango está ubicada en la franja subandina de máxima actividad erosiva, ella se caracteriza por el encañonamiento de los valles y de las laderas pronunciadas por efecto de la erosión regresiva de los ríos. En la zona de estudio existen dos quebradas, la quebrada Yanango y Umanpaccha, en la parte superior de éstas se aprecian cursos profundos y que están atravesados por farallones de roca gnéisica que se caracterizan por la ausencia de terrazas aluviales. Gran parte de la cuenca Umanpaccha tiene taludes de alta pendiente, cubierta por material no consolidado y densa vegetación compuesta por árboles de raíces poco profundas.

La quebrada Yanango es geomorfológicamente activa en lo que se denomina flujo de escombros los cuales son arrastrados aguas abajo por el flujo de la escorrentía superficial causado por las lluvias en su cuenca principal y en sus tributarios, este arrastre se ve favorecido por el tipo de formación geológica y la limitada vegetación existente en la zona.

### 2.1. GEOLOGÍA REGIONAL DEL PUENTE YANANGO

La ubicación geológica del Puente Yanango y anillo vial adjunto tiene relación directa con las condiciones de estabilidad potencial de toda la cuenca de Yanango, en especial con la del micro - cuenca Umanpaccha. El volumen de carga de sólidos que remociona la actividad geodinámica en los tributarios como Umanpaccha en caso de intensa precipitación y/o sismos está en directa relación con el volumen de precipitación, grado y profundidad de

meteorización del macizo rocoso que aflora en la micro-cuenca. En consecuencia, la predicción de la ocurrencia de un acarreo desmesurado de sólidos siempre es esperada.

### 3. EVALUACIÓN DE LOS TALUDES Y DISEÑO DE LOS ANCLAJES FIJADORES DEL PUENTE YANANGO

Con el objeto de evaluar los taludes adyacentes a la zona donde se construirá el puente colgante provisional Yanango y diseñar los anclajes fijadores de éste en ambas márgenes, se ha realizado la evaluación geológica – geomecánica de las márgenes, además se tomó como base las características de la zona, obtenidas de los sondajes e investigaciones geofísicas realizadas en estudios previos.

#### 3.1. ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES ROCOSOS

El primer paso en la evaluación geomecánica del macizo rocoso es la identificación y descripción general del macizo rocoso. Posteriormente se lleva a cabo la división del área de estudio en zonas, para luego realizar la descripción de las mismas; en nuestro caso se identificaron tres zonas en la margen izquierda y una zona en la margen derecha (Figura 1). Las características de las discontinuidades es uno de los parámetros geomecánicos considerados de vital importancia debido a que las discontinuidades condicionan de una forma definitiva las propiedades y el comportamiento resistente, deformacional e hidráulico de los macizos rocosos. La descripción y medida de estos parámetros se realizan teniendo en cuenta: el buzamiento, dirección de buzamiento, espaciado, continuidad o persistencia, rugosidad, abertura, rellenos, filtraciones, etc.

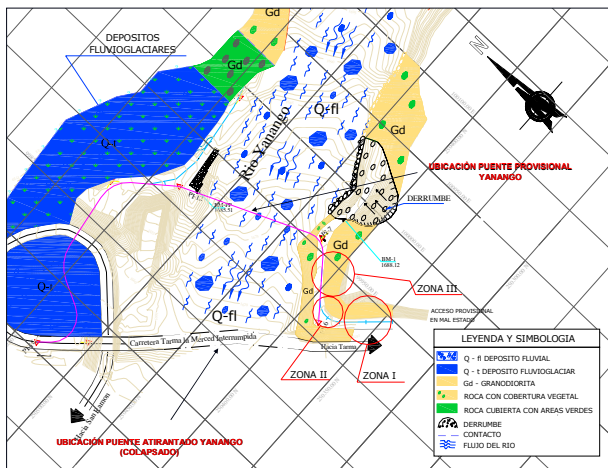


Figura 1. Plano de ubicación donde se muestran las zonas donde se realizó la evaluación geomecánica

En base a los resultados obtenidos en la evaluación geomecánica se graficaron las familias de discontinuidades con el programa DIPS para identificar las distintas fallas existentes en la margen derecha e izquierda del puente (Figuras 2, 3, 4 y 5).

Las fallas existentes encontradas son del tipo planar y tipo cuña. En la falla planar los bloques de roca se deslizan a lo largo de un plano cuyo buzamiento es menor que el buzamiento del talud. La falla tipo cuña se forma al cruzar dos o más discontinuidades.

El análisis de estabilidad de cada una de las fallas encontradas se realizó mediante los programas de cómputo PLANAR y SWEDGE 4.0, este último desarrollado en base a la teoría propuesta por Hoek y Bray para calcular el peso de la roca inestable y la longitud de pernos.

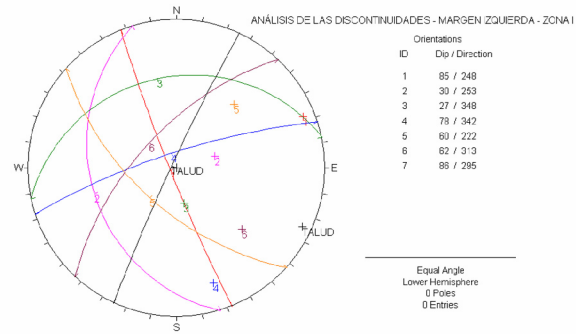


Figura 2. Proyección estereográfica donde se muestran las principales familias de discontinuidades de la margen izquierda zona I

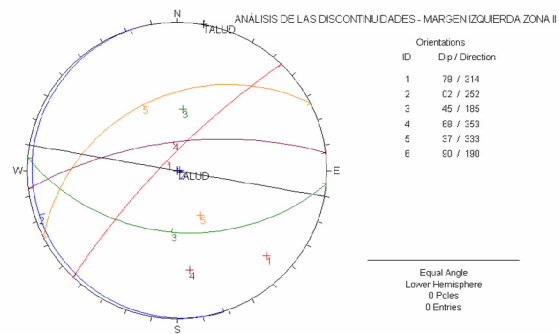


Figura 3. Proyección estereográfica donde se muestran las principales familias de discontinuidades de la margen izquierda zona II

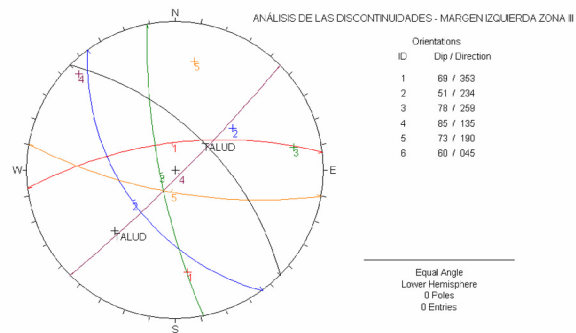


Figura 4. Proyección estereográfica donde se muestran las principales familias de discontinuidades de la margen izquierda zona III

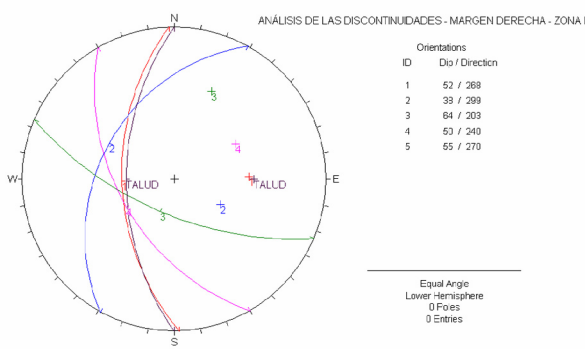


Figura 5. Proyección estereográfica donde se muestran las principales familias de discontinuidades de la margen derecha zona I

### 3.1.1. MARGEN IZQUIERDA

La margen izquierda se ha evaluado teniendo en cuenta la zonificación realizada en base al estudio de evaluación geomecánica.

**Zona I:** Existe una falla tipo cuña que se origina debido a la intersección de dos discontinuidades cuyas direcciones de buzamiento y buzamiento son  $222^{\circ}/60^{\circ}$  y  $313^{\circ}/62^{\circ}$ . Según el análisis de estabilidad de la falla, realizado con el programa SWEDGE, la zona es estable con un FS de 2.18, no siendo necesario realizar alguna medida de estabilización.

**Zona II:** Existe una falla tipo planar debido a la presencia de una familia de discontinuidades con buzamiento  $45^{\circ}$  y  $185^{\circ}$  de dirección de buzamiento. Según el análisis de estabilidad de la falla realizado con el programa PLANAR la zona es inestable (Figura 6), motivo por el cual se tendrá que colocar pernos de 1" de diámetro en acero 60, con límite de fluencia de  $4220 \text{ kg/cm}^2$ , capacidad de carga de 30 ton y una longitud de 4.50 m, espaciados cada 2.60 m a una altura de 5.0 m.

**Zona III:** Existe una falla tipo cuña originada por la intersección de dos discontinuidades cuyas direcciones de buzamiento y buzamiento son  $353^{\circ}/69^{\circ}$  y  $135^{\circ}/85^{\circ}$ . Según el análisis de estabilidad la falla tipo cuña es estable con un factor de seguridad de 16.2, no siendo necesario realizar alguna medida de estabilización.

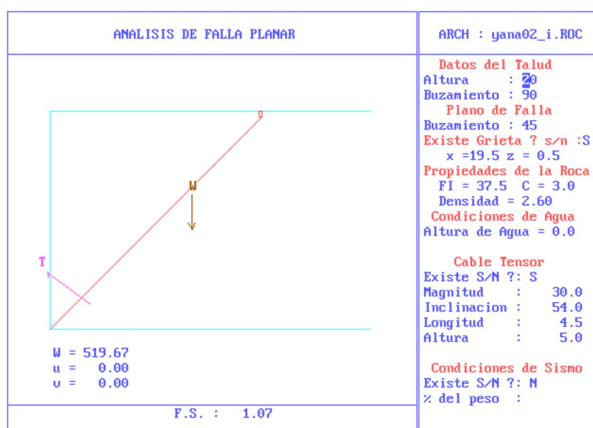


Figura 6. Análisis de la falla planar en la margen izquierda zona II utilizando el programa PLANAR

### 3.1.2. MARGEN DERECHA

En esta margen se encontró la presencia de dos fallas, una del tipo planar y la otra de tipo cuña. La falla tipo planar se debe a la presencia de una familia de discontinuidades con buzamiento de  $52^{\circ}$  y dirección de buzamiento de  $268^{\circ}$ . La falla tipo cuña se origina debido a la intersección de dos discontinuidades cuyas direcciones de buzamiento y buzamiento son  $299^{\circ}/38^{\circ}$  y  $240^{\circ}/50^{\circ}$ . Según el análisis de estabilidad de las fallas, realizado con los programas PLANAR y SWEDGE respectivamente, la zona es estable con un FS de 2.02 para la falla planar y de 1.83 para la falla de cuña (Figura 7), no siendo necesario realizar alguna medida adicional de estabilización del macizo rocoso.

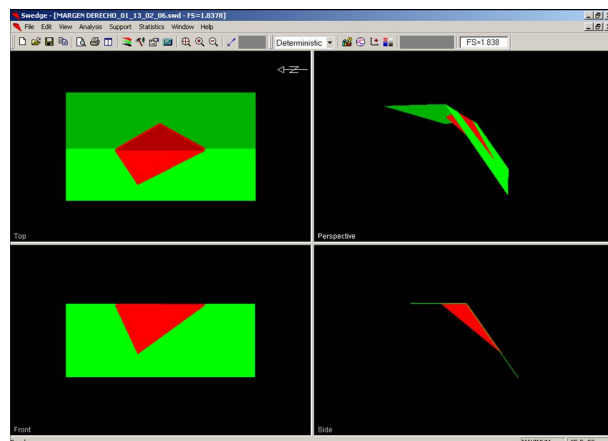


Figura 7. Análisis de falla tipo cuña ubicada en la margen derecha zona I (FS=1.83) utilizando el programa SWEDGE

## 4. CÁLCULO DE LOS ANCLAJES UTILIZADOS PARA EL PUENTE YANANGO

Los anclajes constituyen en los actuales momentos una buena alternativa para garantizar la estabilidad de diversas estructuras y está a nuestra disposición gracias a los avances de la tecnología actual.

Los anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados, cementadas mediante inyecciones de lechada de cemento o mortero. Los sistemas de anclajes presentan tres componentes:

- Zona de anclaje propiamente dicha.
- Zona libre en la que el tirante puede alargarse bajo el efecto de la tracción.
- Cabeza del anclaje que transmite el esfuerzo a la estructura o pantalla.

Para el cálculo del sistema de anclajes a utilizar en el sostenimiento del puente provisional Yanango se han considerado anclajes de roca compuestos por 8 torones 0.6" St 1570 DYWIDAG, con una carga última de 1982 KN y una carga de trabajo de 991 KN.

Uno de los parámetros que se debe tener en cuenta es la resistencia del anclaje. La resistencia del anclaje está gobernada por la resistencia de jalado de la parte anclada y la elongación del anclaje. Cuando se aplica esta fuerza de jalado a un anclaje localizado en el terreno con una resistencia relativamente grande, como en roca basal, ocurrirá la falla en la parte adherente entre el anclaje y la roca. Por otro lado, las fallas ocurrirán en el terreno si el anclaje se coloca en un terreno de baja resistencia, como en sedimentos. La fuerza de

resistencia de tensión última de la parte adherente entre el anclaje y el terreno puede calcularse con la ecuación 1.

$$T = \pi D(l - l_d) \tau \quad (\text{ec. 1})$$

donde:  $\tau$ , es la resistencia cortante de jalado entre el terreno y la parte principal del anclaje ( $\text{kg/cm}^2$ );  $T$ , es la fuerza resistente de tensión última del anclaje ( $\text{kg}$ );  $D$ , es el diámetro de la parte principal del anclaje ( $\text{cm}$ );  $l$ , es la longitud total del anclaje ( $\text{cm}$ ) y  $l_d$ , es la longitud de la parte no anclada.

El valor de  $\tau$  debe determinarse mediante un ensayo de jalado en el terreno, siendo mayor que 15 a 25  $\text{kg/cm}^2$  para roca dura y de 5 a 15  $\text{kg/cm}^2$  para roca blanda y roca meteorizada.

Debido a que el tipo de roca que se encuentra en la zona está influenciado en gran medida por las discontinuidades existentes, se han considerado los valores de esfuerzo de adherencia permisible de 13.0, 14.0 y 15.0  $\text{kg/cm}^2$ , los que se encuentran en el rango de valores para las rocas blandas.

Los resultados obtenidos son: Para la margen derecha se considerarán anclajes de longitud total igual a 15.0 m, con 5.0 m de longitud de empotramiento y espaciamiento máximo de 1.20 m. Se han considerado 3 anclajes con una carga de trabajo de 101 ton por cada fijador. Para la margen izquierda se considerarán anclajes de 20 m de longitud total con 5.0 m de longitud de empotramiento, con espaciamiento máximo de 1.20 m. Igualmente para cada fijador se deberán colocar 3 anclajes de roca de 101 ton. La perforación a realizar será de 12.30 cm de diámetro.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En el área de estudio se han identificado afloramientos rocosos constituidos por rocas metamórficas, sedimentarias e intrusivas de las edades Precambriana, Paleozoica y Mesozoica. Estos son el Complejo Maraynioc, Grupo Mitu, Grupo Pucará, Gneis de Huacapistana, Granodiorita Tarma y Tonalita/Granodiorita San Antonio.
- El trabajo de la investigación geológica y geomecánica comprendió la evaluación de las márgenes izquierda y derecha de la quebrada Yanango, en las cuales se ubicaron estaciones geomecánicas, cuya ubicación se muestra a continuación:

Margen	Zona	Estación	Ubicación
Izquierda (MIZ)	Zona I (Z- I)	ES - I	Zona Curva
Izquierda (MIZ)	Zona II (Z- II)	ES - II	Zona Central
Izquierda (MIZ)	Zona III (Z- III)	ES - III	Eje Proyectado
Derecha (MD)	Zona I (Z- I)	ES - I	Eje Proyectado

- El macizo rocoso está constituido de rocas intrusivas de naturaleza monzodiorítica de color gris claro con tonos que varían de verdoso, crema y violáceo, el macizo rocoso presenta signos de metamorfismo, alteración que varía de moderado a alto.
- El RQD de la roca es variado, en el sondaje P-1 de la margen izquierda se ha registrado un RQD promedio de 77 siendo el máximo valor registrado, este valor indica que la roca es de calidad buena, mientras que en el

sondaje P-3 de la margen derecha se ha registrado un RQD bajo que indica que la calidad de la roca es muy mala.

- De la evaluación de los taludes y diseño de los anclajes fijadores del puente Yanango, se concluye que en la margen derecha se encontró la presencia de dos fallas, una del tipo planar y la otra de tipo cuña. A través de los cálculos realizados se verificó que la zona es estable, no siendo necesario realizar alguna medida de estabilización adicional. De igual modo en la margen izquierda se ha encontrado la presencia de tres fallas: una planar y dos de tipo cuña; en esta margen izquierda la evaluación se ha realizado teniendo en cuenta 3 zonas. En la zona II existe falla tipo planar inestable, motivo por el cual se tendrán que colocar pernos de 1" de diámetro en acero 60, con límite de fluencia de 4220  $\text{kg/cm}^2$  con una capacidad de carga de 30 ton y una longitud de 4.50 m, espaciados cada 2.60 m a una altura de 5.0 m. Las fallas existentes en las zonas I y III no ocasionarán inestabilidad al talud debido a que presentan un alto factor de seguridad.
- Los anclajes considerados en el sostenimiento de los fijadores del puente Yanango tendrán las siguientes características: Anclajes compuestos por 8 torones 0.6" St 1570 DYWIDAG, con una carga última de 1982 KN y una carga de trabajo de 101 ton. Tres anclajes por cada fijador.
- Los anclajes considerados en el sostenimiento del puente en la margen derecha tendrán una longitud total de 15.0 m, con 5.0 m de longitud de empotramiento y espaciamiento máximo de 1.20 m. Los anclajes considerados en el sostenimiento del puente en la margen izquierda tendrán una longitud total de 20.0 m, con 5.0 m de longitud de empotramiento y con espaciamiento máximo de 1.20 m.
- La perforación a realizarse para la colocación de anclajes será de 12.30 cm de diámetro.

## 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barton N., Lien R. y Lunde, J. (1974). Analysis of Rock Mass Quality and Support Practice in Tunnel, Norwegian Geotechnical Institute.
- Bieniawski, Z. T. (1976). Rock Mass Classification in Rock Engineering, Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classification, Willey Interscience Publication, USA.
- Deere, D.U. (1968). Geological Considerations, Rock Mechanics in Engineering Practice, Editores R.G. Stagg y D.C. Zienkiewicz, John Wiley, New York.
- De Simons, G. A. (1982). Clasificaciones Geomecánicas Aplicadas a los Taludes de Roca Tecniterrae S-308.
- Goodman, R. E. (1989). Introduction to Rock Mechanics, John Willey & Sons.
- Gonzalez de Vallejo, L. (2002). Ingeniería Geológica, Prentice Hall.
- Hoek, E. and Bray, J. (1981). Rock Slope Engineering, 3rd edn, Inst. Mining and Metallurgy, London, UK.

- Hoek, E. y Brown, E.T. (1985). Excavaciones Subterráneas en Rocas, McGraw Hill, México.
- Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion, *Int. J. Rock mech. Mining Sci. Geomechanic Abstr.* 12(3), 227-229.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. y Bawden, W. F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock, Róterdam, Balkema.
- Hoek, E., Marinos, P. y Benissi, M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for Very Weak and Sheared Rock masses. The Case of the Athens Schist Formation". *Bull. Engg. Geol. Env.* 57(2), 151 – 160.
- INGEMMET (1996). Geología de los Cuadrángulos de Tarma y La Merced, Boletines 69 y 78, Hojas 23-1 y 23-m.
- ITGE (1987). Manual de Ingeniería de Taludes, Instituto Tecnológico Geominero de España.
- Robles Espinoza, N. H. (1994). Excavación y Sostenimiento en Túneles, CONCYTEC, Lima.
- Romana, M. (1985). New Adjustment Ratings for Application of Bieniawski Classification to Slopes, International Symposium Rock Mechanics to Mining and Civil Works, ISRM, Zacatecas, México.
- Serafim, J. y Pereira, J.P. (1983). Consideration of the Geomechanical Classification of Bieniawski, *Proc. Int. Symp. On Engineering Geology and Underground Construction, Lisboa*, 1(II), 33-44.