Instituto Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en Construcción
Programa de Licenciatura

Obras Subterráneas en Proyectos Hidroeléctricos: Modelo para la estimación de costos

Proyecto final de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Gustavo Miranda Corrales

Cartago, Diciembre 2003

OBRAS SUBTERRANEAS EN PROYECTOS HIDROELECTRICOS: MODELO PARA LA ESTIMACION DE COSTOS

GUSTAVO MIRANDA CORRALES

DICIEMBRE DEL 2003

INSTITUTO TECNOLOGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERIA EN CONSTRUCCION

OBRAS SUBTERRANEAS EN PROYECTOS HIDROELECTRICOS: MODELO PARA LA ESTIMACION DE COSTOS

ICO TEC
Escuela Ingeniería en Construcción
Instituto Tecnológico de Costa Rica

GUSTAVO MIRANDA CORRALES

DICIEMBRE DEL 2003

INSTITUTO TECNOLOGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERIA EN CONSTRUCCION

Abstract

The construction of tunnels is an activity made mainly in our country like part of necessary works for the electricity generation.
The estimation of costs is made by several methods, which require great amounts of working hours, since these estimations are made in manual form.
By this, is intention of this project to generate model that allows making estimation of costs that is reliable, that reduces the working times and simultaneously it allows the analysis of different scenes, that it allows the model to have certain flexibility, without trying to give a character him of universal. This would be impossible considering the constant formulation of new constructive processes and the great variety of equipment that exists.
The model includes the three main involved activities in the construction of a tunnel as they are, excavation, coating and injection and allows to establish the duration and cost of the same ones. The model later can be adapted of such form that includes other activities, when it is had information to make it, like for example the shield, excavation with TBM, coatings with concrete prestrained, rubbish extraction with transporting bands and others.

Key words: tunnel, underground structures, hydroelectric projects, costs.

Resumen

La construcción de túneles es una actividad que se realiza en nuestro país principalmente como parte de las obras necesarias para la generación de electricidad.

La estimación de costos se realiza por varios métodos, los cuales requieren grandes cantidades de horas de trabajo, ya que dichas estimaciones se realizan en forma manual.

Por esto, la intención de este proyecto es generar un modelo que permita realizar una estimación de costos que sea confiable, que reduzca los tiempos de trabajo y a la vez permita el análisis de diferentes escenarios, que le permite al modelo tener cierta flexibilidad, sin pretender dar un carácter de universal. Esto sería imposible considerando la constante formulación de nuevos procesos constructivos y la gran variedad de equipos que existen.

El modelo abarca las tres principales actividades involucradas en la construcción de un túnel como son, excavación, revestimiento e inyección y permite establecer la duración y costo de las mismas. El modelo posteriormente se puede adaptar de tal forma que incluya otras actividades, cuando se disponga de información para realizarlo, como por ejemplo el blindaje, excavación con TBM, revestimientos con concreto precolado, extracción de escombros con bandas transportadoras y otros.

Palabras clave: túnel, obras subterráneas, proyectos hidroeléctricos, costos.

OBRAS SUBTERRANEAS EN PROYECTOS HIDROELECTRICOS: MODELO PARA LA ESTIMACION DE COSTOS

Contenido

PREFACIO **1**
RESUMEN EJECUTIVO **2**
INTRODUCCIÓN **5**
METODOLOGÍA **7**
MARCO TEÓRICO **8**
Clasificación según métodos de construcción 9
Ciclo de excavación del túnel 10
Determinación del Soporte Temporal 16
Ciclo de revestimiento del túnel 22
Ciclo de inyección del túnel 25
RESULTADOS **27**
Descripción del Túnel del P. H. Cariblanco 28
ANÁLISIS DE RESULTADOS **30**
CONCLUSIONES **31**
RECOMENDACIONES **32**
REFERENCIAS **33**
APÉNDICES **34**
Apéndice No. 1 Barrenación Manual y Extracción con Equipo de Llantas de Hule 35
Apéndice No. 2 Barrenación Manual y Extracción con Equipo de Vía Férrea 36
Apéndice No. 3 Barrenación con Jumbo y Extracción con Equipo de Llantas de Hule 37
Apéndice No. 4 Barrenación con Jumbo y Extracción con Equipo de Vía Férrea 38
ANEXOS **39**
Anexo No. 1 Sistema de clasificación RMR 40
Anexo No. 2 Estudio Geológico y Geotécnico de la línea de conducción del P. H. Cariblanco 41
Anexo No. 3 Perfil Geológico y Geotécnico de la línea de conducción del P. H. Cariblanco 42
Anexo No. 4 Esquemas Generales de Excavación y Revestimiento de la línea de conducción del P. H. Cariblanco 43

Prefacio

El desarrollo de proyectos hidroeléctricos para la satisfacción de la demanda de energía eléctrica, implica, en la mayoría de los casos, la construcción de obras subterráneas, como túneles y pozos para la conducción de las aguas.

Estas obras tienen un peso económico muy alto dentro de la totalidad del costo de un proyecto hidroeléctrico, por lo que se convierten en elementos de decisión en cuanto a la ejecución de un proyecto.

Por esto se hace necesario un modelo que permita una evaluación a corto plazo del valor económico de este tipo de obras, realizando una serie de variantes en el proceso constructivo, para lograr la evaluación de distintas alternativas, seleccionando la que se presente como la más eficiente y al menor costo. Con esta estimación preliminar se puede profundizar más en la mejor alternativa para lograr un presupuesto más preciso y detallado.

En el pasado se ha planteado la necesidad de la creación de este tipo de modelos, sin embargo, los esfuerzos realizados hasta el momento se han dirigido hacia una obra en particular, por lo que su adaptación a las diferentes posibilidades de configuración que pueden tener estas obras, implica una calibración de las distintas variables que se analizan en el proceso.

Esto puede tomar en algunos casos mucho tiempo por lo que el modelo se hace ineficiente.

El modelo que se va a desarrollar es aplicable únicamente a los proyectos ICE o aquellos que utilicen métodos constructivos similares, esto por cuanto la información disponible proviene de dicha institución, sin embargo puede adaptarse a cualquier otro proyecto que disponga de información con la que se utiliza en este modelo. No aplica para casos de túneles excavados con FULL FACE BORING MACHINES que es la tendencia mundial.

El modelo que se pretende desarrollar debe permitir el análisis de la mayor variedad de configuraciones posibles (soporte temporal, revestimiento e inyección, sistema de excavación y extracción de materiales, personal), y a la vez con la gran variedad de procesos constructivos que se han utilizado en nuestro país para la construcción de estas obras.

Se intenta que la información que se debe ingresar en el modelo sea la mínima, con lo que la calibración del modelo no sea un proceso complicado, automatizando la mayoría de los cálculos necesarios para obtener el costo de la obra en análisis.

Resumen ejecutivo

Como consecuencia de su complejidad la construcción de túneles es una de las actividades que tiene un alto nivel de imprevistos, así como el mayor costo económico.

En el mundo de la excavación de túneles, siempre se perfila como uno de los problemas principales, la estimación de los rendimientos y tiempos de ejecución de la excavación.

Se debe resaltar, que en la actualidad, a nivel nacional no hay suficiente información al respecto. La consecuencia inmediata de poseer una guía apropiada de rendimientos y tiempos en la excavación, es lograr una mayor precisión en el presupuesto de la obra.

En el presente proyecto, se desarrolló un modelo que se adapta al método utilizado en nuestro país por el Instituto Costarricense de Electricidad, que permite, según las condiciones nacionales, establecer un proceso de sistematización de las normas y usos de datos obtenidos de los registros de campo, para la determinación de los costos se plantean procedimientos que desglosan cada uno de los tipos de soporte (ademe) disponible.

Un aspecto que altera el correcto desenvolvimiento del ciclo de excavación es el agua (nivel freático), principal enemigo de las obras subterráneas. Su aparición afecta el ciclo de trabajo por completo, dando como resultado atrasos en el ciclo de excavación del túnel, que aumenta de manera significativa el costo.

Además del agua, se puede mencionar otros factores que afectan también en forma directa el ciclo de excavación: las características específicas del terreno, fallas y fracturas importantes y otros.

La gran cantidad de factores que intervienen, hacen imposible darle el grado de "universal" al modelo, utilizando como base únicamente los parámetros de diseño, separándose de las características específicas del suelo, fallas, fracturas, nivel freático y otros.

El principal objetivo era desarrollar un modelo en hojas electrónicas que permite la estimación de costos para las obras subterráneas de un proyecto hidroeléctrico, basado en el método de excavación con voladuras, definido su configuración (soporte temporal, revestimiento e inyección de contacto) y seleccionado el método de extracción de escombros y el proceso constructivo más económico y eficiente. Este modelo se evalúo realizando una corrida con un caso real, se utilizaron los datos del túnel del P. H. Cariblanco.

El desarrollo de este modelo de estimación de costos se realizó en tres etapas:

1. Recopilación de información sobre las técnicas utilizadas en la excavación, revestimiento de concreto e inyección de contacto con cemento, de las obras subterráneas, basados en las obras de este tipo que han sido desarrolladas en nuestro país.
2. Identificación y estructuración de los procesos constructivos, personal, equipos y materiales, que se han utilizado en el pasado y los que se utilizan actualmente en la construcción de obras subterráneas.
3. Se realiza la configuración del modelo utilizando un programa de computo (Microsoft Excel 2002), Se realizó una corrida con un proyecto real que el ICE ha ejecutado o que esta en estudio.

Para el análisis del modelo se realiza una comparación de varios escenarios, variando los equipos y métodos a utilizar, en la construcción del túnel del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco, el cual será construido por el Instituto Costarricense de Electricidad.

El modelo que se desarrollo genera diferentes escenarios para la estimación de costos de construcción de un túnel para la conducción de agua a presión para la generación de energía.

El modelo esta compuesto por las siguientes hojas:

1. Resumen

En esta hoja se establece un listado de cada una de las actividades principales, mostrando las cantidades de obra a ejecutar, su costo unitario y subtotales por actividad y el gran total del proyecto.

2. Excavación

Estimación de los tiempos de duración para cada uno de los tipos de soporte temporal que requiere el proyecto, y se determinan los ciclos de excavación, el tipo de equipos de perforación y extracción de escombros que se utilizará, así como la suma total del tiempo que toma la excavación completa del túnel, se puede analizar la excavación utilizando un frente, dos frentes o cuatro frentes con la excavación adicional de una ventana que sirve de acceso a los dos frentes internos. En ésta como en las siguientes hojas es necesario introducir algunos datos básicos, cuyas celdas de inserción están identificadas por el fondo color celeste y el color de fuente es azul oscuro.

3. Revestimiento

Como en el caso anterior se quiere determinar el tiempo total de la aplicación del revestimiento, utilizando para el mismo el método de chorrea por tramos.

4. Inyección

Se indica cuales serán los procesos de inyección que se aplicarán: relleno, cosido, de piso y otros, definiendo para cada una la cantidad de cemento, el número y longitud de perforaciones, para así obtener el tiempo de duración de cada una de las actividades y la duración total del proceso.

5. Mano de obra

Se muestra un resumen de la mano de obra a utilizar para cada uno de los procesos, se deben establecer algunas condiciones tales como remuneración, cargas sociales, viáticos y bonificaciones del personal. Los costos para esta y todas las demás actividades se establecen en dólares de los Estados Unidos al tipo de cambio oficial del día en que se realice el análisis.

6. Materiales

Se presenta un resumen de los materiales a utilizar en los tres procesos mencionados, y se incluye el monto a cancelar por impuestos y transporte.

7. Equipos

Es similar a la hoja anterior, ya que se establecen los equipos a utilizar en el proyecto, desglosándolos para cada una de las tres principales actividades.

Luego de una revisión de las tablas resumen para cada actividad se puede determinar que la decisión final esta basada en dos características, el tiempo de excavación y costo total final del túnel.

El método que menor tiempo toma en este caso es la barrenación con jumbo y extracción con equipo de vía férrea, sin embargo el costo total del proyecto es superior en $360 688.28 dólares que la opción de barrenación con jumbo y extracción con equipo de llantas, esta diferencia en el costo se basa primordialmente en la diferencia de costo de los equipos de extracción, ya que los equipos de vía férrea tiene un mayor costo que los equipos de llantas de hule.

Debido a la pequeña diferencia en costo y en el tiempo, las cuales en realidad no son representativas, la selección se basa en cual de los sistemas de extracción se considera más confiable, la tendencia mundial es hacia la utilización de equipos de llantas de hule para la extracción, por lo tanto se escogió la opción 3.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Cuadro 5: Resultados obtenidos para las opciones de excavación, revestimiento e inyección analizadas para el túnel de P. H. Cariblanco			
No.	**Método**	**Tiempo de Excavación**	**Costo Total del Túnel**
1	Barrenación Manual y Equipo Llantas de Hule	390 días	$25 222 788.06
2	Barrenación Manual y Equipo de Vía Férrea	371 días	$25 764 202.85
3	Jumbo y Equipo Llantas de Hule	302 días	$22 872 647.20
4	Jumbo y Equipo de Vía Férrea	286 días	$23 233 335.48

Las principales conclusiones obtenidas son:

No se puede definir un esquema de excavación rígido, sólo una forma básica, que debe ser flexible a diferentes cambios que se dan en el ciclo de excavación. Es muy importante que la persona que use este modelo tenga conocimientos sobre excavación de túneles, pues se requiere de experiencia para definir las variables que utiliza el modelo.

Lo que este modelo intenta es generar, en un corto plazo, algunos escenarios de forma ágil, permitiendo la introducción de variantes que con otras formas de cálculo requerirían muchas horas de trabajo para la obtención de resultados.

Debe considerarse la posibilidad de incorporar dentro de la estimación de los costos, factores relacionados con la geología del sitio, los cuales definen el tipo de soporte temporal y definitivo que se utilizará en la construcción del túnel.

El proceso para estimar los costos en este proyecto, puede enriquecerse con la realización de análisis de sensibilidad. También se pueden utilizar otras herramientas financieras como el VAN, el TIR y otros con el fin de obtener una visión más precisa de la factibilidad de la obra y el período de recuperación de la inversión.

Para realizar la estimación con el modelo ya sea en la excavación, revestimiento o inyección es necesario contar con la mayor cantidad de información posible y tener en forma definitiva las características básicas que tendrá el túnel y las técnicas a aplicar.

Para la inyección se recomienda utilizar equipos que dosifiquen los materiales de las lechadas por peso, para mantener uniformidad en éstas, además se puede realizar el transporte del cemento a granel, lo que resulta en una disminución en el costo.

Se debe realizar un seguimiento y un análisis comparativo entre los costos obtenidos al finalizar la construcción de las obras y la estimación realizada con el modelo que se utilizó como base del presupuesto, de esta forma se puede validar cual es la precisión del mismo.

Introducción

De todas las actividades que desarrolla la ingeniería, que incluye la mecánica de suelos, geología y geotecnia, la excavación de túneles es sin duda, una de las obras de mayor complejidad y en la cual se aplican con más provecho y propiedad los estudios geológicos. Una vez determinado el sitio y las dimensiones básicas del túnel, los problemas o factores principales que afectan su diseño y construcción son: el factor geológico, el topográfico y el tecnológico.

Por lo tanto, es de vital importancia una exhaustiva investigación geológica y topográfica (conjuntas), antes de iniciar la construcción del túnel. Se debe tomar en consideración todas las alternativas tecnológicas que al respecto ofrece el mercado, sin perder de vista el alcance económico del ente o persona que pretende diseñar y construir el túnel.

En la etapa constructiva, surge la necesidad de estimar con la mayor precisión posible el tiempo de excavación, revestimiento e inyección del túnel, así como establecer su costo respectivo. Todo esto con el fin de establecer un control más estricto del factor económico, debido a que este tipo de obra requiere del país elevadas inversiones.

En el país, ha sido el Instituto Costarricense de Electricidad el responsable de la construcción de mayor cantidad de túneles, en su mayoría dirigidos a los proyectos hidroeléctricos, en los cuales se utilizan como conducciones de agua a presión (túnel de presión) o como canales.

La experiencia acumulada hasta el día de hoy indica que la construcción de túneles es la obra que tiene el más alto nivel de imprevistos, como consecuencia de su complejidad, así como el mayor costo económico.

En el mundo de la excavación de túneles, siempre se perfila como uno de los problemas principales, la estimación de los rendimientos y tiempos de ejecución de la excavación.

Se debe resaltar, que en la actualidad, a nivel nacional no hay suficiente información al respecto, esto probablemente se explica por la diferencia del tipo de suelo y por ende, de la maquinaria a utilizar, así como la existencia de obreros especializados para cada uno de los países que lleva a cabo tan complejas obras.

La consecuencia inmediata de poseer una guía apropiada de rendimientos y tiempos en la excavación, es lograr una mayor precisión en el presupuesto de la obra. No se debe perder de vista este punto, ya que la construcción de túneles devenga del país fuertes inversiones.

En el presente proyecto, se espera llevar a cabo un modelo que se adapte al método utilizado en nuestro país por el Instituto Costarricense de Electricidad, que permita, según las condiciones nacionales, establecer un proceso de sistematización de las normas y usos de datos obtenidos de los registros de campo.

En el país no existe mucha información que se haya recopilado sobre tiempos y rendimientos. Por lo que se recurre a la experiencia y conocimientos de ingenieros y técnicos que se han desempeñado en el campo durante muchos años.

Para la determinación de los costos se plantearán procedimientos que utiliza el Instituto Costarricense de Electricidad, el cual se desglosa para cada uno de los tipos de soporte (ademe) disponible. Debido a que el ICE tiende a analizar y aplicar otros métodos de excavación, algunos de estos no son incluidos en esta oportunidad debido a falta de información sobre los mismos, como por ejemplo la extracción de escombros con bandas transportadoras.

Antes de pasar a detallar las premisas que regirán para el desarrollo del modelo, se debe dar una visión global de todos aquellos aspectos que alteren de una u otra forma, el correcto desenvolvimiento del ciclo de excavación.

En primera instancia, se sabe que el agua (nivel freático) es el principal enemigo de

las obras subterráneas. Su eventual aparición en el proceso de excavación, puede afectar de tal forma que se rompa el ciclo de trabajo por completo, es decir, disminuye en alto grado los rendimientos de los obreros y hasta de la misma maquinaria, dando como resultado atrasos en cada uno de los componentes del ciclo de excavación del túnel (perforación, carga de explosivos, ventilación, carga y transporte de escombros, y tiempo de soporte temporal), esto a su vez conlleva a aumentar de manera significativa el costo.

El elemento agua es muy difícil de estimar en la excavación de un túnel, tanto en el sentido de su probable aparición como en su cuantificación, esto a pesar de los estudios geotécnicos que se hayan efectuado.

Además del agua, se puede mencionar otros factores que afectan también en forma directa el ciclo de excavación: las características específicas del terreno, fallas y fracturas importantes, así como la dirección del diaclasado.

El proceso de excavación que se estudiará en este proyecto está sometido a una gran cantidad de factores que dependen de las características propias de cada proyecto. Es por esto, que es imposible darle el grado de "universal" al modelo a desarrollar, utilizando como base únicamente los parámetros de diseño, tales como longitud de túnel, diámetro, sección transversal, y otros, separándose por completo de las características específicas del suelo, fallas, fracturas, dirección del diaclasado, nivel freático y otros.

El objetivo de este proyecto es elaborar un modelo en hojas electrónicas que permita la estimación de costos para las obras subterráneas de un proyecto hidroeléctrico, basado en el método de excavación con voladuras, definiendo su configuración (soporte temporal, revestimiento e inyección de contacto) y seleccionando el método de extracción de escombros y el proceso constructivo más económico y eficiente. Este modelo se evaluará realizando una corrida con un caso real, se utilizan los datos del túnel del P. H. Cariblanco.

Se hace necesario establecer una serie de premisas que limitan el desarrollo del modelo.

1. Identificar los procesos constructivos utilizados en nuestro país para la construcción de obras subterráneas en proyectos hidroeléctricos.
2. Establecer las etapas básicas que son necesarias para la construcción de una obra subterránea.
3. Desarrollar el modelo que se ajuste a las actividades y condiciones establecidas para la construcción de una obra subterránea que permita determinar el costo de dicho proyecto.

Metodología

El desarrollo de este modelo de estimación de costos se realiza en tres etapas:

1. La primera etapa consiste en la recopilación de información sobre las técnicas utilizadas en la excavación, revestimiento de concreto e inyección de contacto con cemento, de las obras subterráneas, basados en las obras de este tipo que han sido desarrolladas en nuestro país.
2. Como segunda etapa se realiza la identificación y estructuración de los procesos constructivos, personal, equipos y materiales, que se han utilizado en el pasado y los que se utilizan actualmente en la construcción de obras subterráneas. Identificando las diferentes variables que intervienen en el proceso, algunas de las cuales se pueden mencionar como: sección de excavación (dimensiones y tipo), equipo de perforación (plantillas de voladura, velocidades de perforación), sistema de extracción de escombros (equipo sobre llantas o vías), colocación del soporte temporal (tipo, materiales y equipos), revestimiento y blindaje (tipo, equipos y materiales), inyección de contacto (perforaciones, volumen de la lechada, equipos de inyección), del personal (horas laboradas, normales y extras, salarios, bonificaciones, cargas sociales).
3. Finalmente como tercera etapa, se realizará la configuración del modelo utilizando un programa de cómputo (Microsoft Excel 2002), que permita el análisis de las diferentes variables identificadas en los puntos anteriores y que intervienen en la estimación del costo de estos proyectos. Se realizará una corrida con un proyecto real que el ICE haya ejecutado o que esté en estudio.

Para el análisis del modelo se realiza una comparación de varios escenarios, variando los equipos y métodos a utilizar, en la construcción del túnel del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco, el cual será construido por el Instituto Costarricense de Electricidad.

Este proyecto abarcará únicamente los procesos constructivos que se han utilizado hasta el día de hoy en nuestro país, especialmente mediante el método de voladuras, los cuales se encuentran documentados y que han demostrado ser eficientes y seguros para el tipo de geología de nuestro territorio.

Se pretende obtener un modelo que considere la mayoría de los factores más importantes y significativos que intervienen en el costo de una obra subterránea, que agilice el proceso de estimación y una disminución del tiempo invertido en esta actividad.

En este proyecto no se considera la utilización de un TBM, ya que este tipo de equipos no se ha utilizado en nuestro país. Una primera experiencia con un TBM se realiza con la construcción del túnel del Proyecto Hidroeléctrico La Joya, en Tucurrique de Jiménez, para lo cual la empresa Ghella Sogene, contratista del proyecto, introdujo al país el primero. Sin embargo no se cuenta con información suficiente como para incluirlo dentro de este modelo.

Marco teórico

Las demandas del hombre, para conocer o llegar a diferentes lugares y la búsqueda constante de mejores líneas de transporte, han incrementado en forma importante el desarrollo social. Sin embargo, los más grandes obstáculos naturales y artificiales, tales como: ríos, montañas, océanos, zonas urbanas e industriales, podrían demorar ese avance en determinados períodos, aunque eventualmente estos serían conquistados por la entereza del hombre.

El propósito de los túneles es garantizar el transporte directo o el paso directo a través de dichos obstáculos. Por ello, los túneles serán entendidos como estructuras subterráneas, las cuales sirven como medio de transporte para diferentes "objetos", de manera directa y eficiente.

En cualquier consideración de los túneles y de los métodos apropiados de construcción, la función del túnel tiene una importancia fundamental. Las funciones de los túneles y, por consiguiente, dimensiones, forma y revestimiento son diversas.

Algunos factores relacionados con la función de cada túnel se pueden explicar en términos generales de un modo un poco más completo:

1. La "localización" para un túnel puede ser a través de una montaña o una colina, estar sumergido o ser urbano.
2. El "terreno" puede ser desde un limo blando hasta roca dura uniforme, lo que abarca un campo muy amplio en lo que respecta al comportamiento en una excavación: el agua puede representar una parte importante. Cualquier selección que se haga del terreno implica cambios en la geometría, la forma estructural y el método de construcción.
3. La "forma estructural" podrá ser un círculo, herradura, rectángulo o cualquier otra forma que incorpore hierro colado, concreto, albañilería, concreto lanzado, y otros, para soportar la carga impuesta. La naturaleza del terreno y el método de construcción influirán de un modo decisivo sobre la forma estructural.
4. Los "métodos de construcción" varían desde la perforación por barrenos y explosivos, o por una máquina excavadora de túneles, con o sin escudo, hasta el corte y relleno en diversas secuencias, e incluyendo los túneles prefabricados sumergidos. La selección del método está limitada no sólo por las condiciones del terreno, sino también por los recursos disponibles en su más amplio sentido.
5. El "equipamiento" del túnel terminado incluye las calzadas o las vías de ferrocarril, iluminación, ventilación, acabados decorativos y funcionales, y sistemas de control.

El autor T. M. Megaw[1] define de la siguiente manera las principales funciones que tienen los túneles, dejando de lado a los túneles de minas y los hechos por los zapadores militares, además establece una clasificación de los mismos como se muestra a continuación:

A. Transporte
   1. De personas y mercancías
      i. Pasos a desnivel para peatones y ciclistas
      ii. Ferrocarriles y subterráneos
      iii. Carreteras
   2. De agua
      i. Canales
      ii. Abastecimientos urbanos
      iii. Irrigación
      iv. Energía hidroeléctrica
      v. Agua de enfriamiento

[1] Túneles, planeación, diseño y construcción

3. Sistemas de alcantarillado
4. Servicios por cables y tuberías

B. Almacenamiento y plantas

1. Estacionamientos para coches
2. Almacenamiento del petróleo en depósitos subterráneos
3. Estaciones subterráneas de energía
4. Instalaciones para usos militares
5. Eliminación de los residuos radiactivos

C. Protección de las personas

1. Refugios
2. Puestos de control

Clasificación según métodos de construcción

Los métodos de construcción dependen en alto grado de los estratos geológicos encontrados y de la presencia del factor agua. En la mayoría de los casos, una amplia clasificación de los materiales, así como la concentración del agua, determinarán el tipo de construcción por adoptarse. La naturaleza exacta del material y la eventual presencia del agua, junto con la práctica local, determinarán en detalle las variaciones del método principal. Todas estas consideraciones dependerán de la naturaleza geológica de los materiales y del agua, pero los métodos serán establecidos por personal experimentado en construcción y no por geólogos.

Método de excavación

En función de la calidad de la masa rocosa se tendrá la siguiente clasificación por método de excavación:

Manual

Este sistema o método de excavación, por lo general, es utilizado cuando la calidad de la roca varía constantemente a lo largo de la línea del túnel. Además, se debe tener presente la magnitud del túnel, así como los aspectos económicos, ambos parámetros pasarán a limitar el método que se adopte. En este sistema de excavación se realizan perforaciones en la roca, la cual se puede realizar con barrenadoras de pie de empuje o con equipos electrohidraúlicos, llamados “jumbos”, para la colocación de explosivos, cuya cantidad a utilizar depende de las condiciones geológicas del sitio. La extracción de los escombros se puede realizar de distintas maneras, equipo sobre llantas, por pequeños trenes sobre vía férrea, bandas transportadoras y otros.

Tunnel Boring Machine (TBM)

Su uso se ve supeditado a la definición de las condiciones de la masa rocosa. Si las condiciones geológicas de la línea del túnel son muy cambiantes, no se recomienda el uso de TBM, ya que las mismas son “hechos a la medida”, es decir, no poseen flexibilidad ante grandes variaciones geológicas de la línea de túnel.

No sólo las características geológicas del sitio, definirán el tipo o método de excavación a adoptar, una condición muy importante a considerar es la velocidad de excavación, la cual define los plazos de construcción. Normalmente una TBM requiere menos tiempo que el método manual, se deben considerar otros parámetros inherentes a la construcción, tales como: magnitud del túnel y aspectos económicos. Dichos factores, en ocasiones pueden hacer variar la decisión del método de excavación seleccionado, solamente por efecto de las características geológicas.

Los métodos que aquí se presentan no son los únicos, pero sí los más frecuentemente utilizados en el mundo para la excavación de túneles.

Método de remoción de escombros

En lo que corresponde a la clasificación según la extracción de escombros, podemos mencionar dos métodos de remoción:

Vía férrea

Este método es aconsejable para aquellos túneles con diámetros pequeños, con un valor máximo entre 7 y 8 metros, para diámetros mayores es más recomendable el uso de maquinaria sobre llantas de hule. En definitiva no se puede establecer un límite de diámetro a partir

del cual se utilice solamente vía férrea, ya que esto en muchos casos dependerá del factor económico o de la maquinaria disponible.

Llantas de hule

Este tipo de remoción de escombros, es mucho más ágil que el mencionado anteriormente; a continuación se presentan una serie de ventajas y desventajas de este sistema de remoción.

1. Ventajas:
    i. Uso de equipo convencional de movimiento de tierra (Cargadores, Vagonetas y otros).
    ii. Fáciles de conseguir
    iii. Relativamente barato
    iv. Tecnología muy conocida
    v. Se puede utilizar en otro tipo de proyectos
2. Desventaja:
    i. Dimensiones del equipo

Esta leve desventaja, conlleva a que el equipo requiera dimensiones de túnel relativamente grandes. Se debe mencionar, que en la actualidad se ha desarrollado maquinaria especial de llanta de hule, tratando de solventar ese problema de dimensiones, y se ha logrado, sin embargo con un aumento en los costos.

La práctica mundial de túneles, se inclina a utilizar maquinaria de llanta de hule.

Filosofía constructiva:

A través de la historia de la excavación de túneles, se han desarrollado varias filosofías, dos de las corrientes más importantes son: el Método U. S. A., método estadounidense y el método denominado N. A. T. M., New Austrian Tunelling Method, el nuevo método austriaco de túneles.

Lo que a continuación se presenta es solamente un pequeño resumen de lo que comprende cada método, ya que para una comprensión completa, se necesitaría una investigación mucho más profunda, tanto teórica como práctica. Este no es el objetivo del presente proyecto, sino más bien, se trata de dar una muy somera descripción de la información que a primera vista se obtiene de cada corriente.

Método U. S. A.

Consiste en proporcionar al túnel una sobreestimación de seguridad visual, si así se le puede llamar. Es decir, si las características de la masa de roca auto soportante son tan buenas, tal que, no se requiere de ningún tipo de soporte temporal para su estabilidad, esta corriente filosófica establece la colocación del ademe, aunque éste no se requiera, esto sólo con el objetivo de brindarle al túnel un aspecto de seguridad visual, para mayor confianza de los trabajadores y usuarios.

Nuevo Método Austriaco de Túneles (NATM):

Esta corriente no se queda en el aspecto visual, sino establece que se debe utilizar solamente el ademe que requiera el túnel. En otras palabras, conforme la calidad de la masa rocosa auto soportante varíe a lo largo de la longitud del túnel, así será el soporte temporal que se colocara en el mismo.

Ciclo de excavación del túnel

Procedimiento constructivo y actividades

La excavación de túneles se lleva a cabo siguiendo una serie de actividades o fases de trabajo, que se pueden ordenar como un ciclo, al concluir éstas, se reinicia un segundo ciclo y así sucesivamente. Es decir, la excavación de túneles obedece a un método cíclico, en el cual se siguen diferentes fases de trabajo en orden repetitivo.

El ciclo de excavación de túneles por el método manual se considerará integrado por las siguientes actividades:

a. Barrenación
b. Carga de explosivos
c. Ventilación
d. Carga y extracción de escombros
e. Tiempo de colocación del soporte temporal (ademe)

Existen varios métodos para la excavación de túneles. Se pueden mencionar a sección completa, media sección y banco, frente tapado, túnel piloto y otros. Para el caso que se desarrolla en este modelo se asume que el método de excavación a utilizar será el de *sección completa*.

El uso de uno u otro método depende en mucho de estas condiciones:

- Calidad de la masa rocosa (condiciones de sostenimiento del material).
- Dimensiones del túnel

Básicamente en función de estos dos parámetros, se decidirá cual es el método constructivo a emplear. Cabe mencionar que basándonos únicamente en las dimensiones del túnel es difícil fijar un límite para utilizar uno u otro método, pero se puede dar una aproximación, la cual no es definitiva, ya que se debe tomar en consideración en todo momento, la calidad de la masa rocosa.

Cuadro 1: Método de excavación según diámetro

D	Método
Ø ≤ 4,00 m	Las dimensiones del equipo de llanta de hule hacen disminuir la eficiencia en el proceso de carga, esto como consecuencia del poco espacio para maniobrar, por lo tanto, es más eficiente el equipo de vía férrea. Para este caso, se puede trabajar a sección completa.
4,00 m < Ø < 8,00 m	El equipo de llanta de hule esta limitado, los diámetros impiden que los cargadores giren dentro del túnel. Por lo general, se excavan nichos (cavernas laterales) cada cierta distancia, con el fin de que el cargador tenga mayor libertad de giro. En estos diámetros intermedios se hacen competitivos ambos métodos de equipo, vía férrea y llanta de hule. Se puede trabajar a sección completa ó media sección y banco.
Ø ≥ 8,00 m	El equipo de vía férrea es totalmente superado, por lo que resulta mucho más ventajoso utilizar cargadores de llanta de hule y vagonetas. Se hace posible trabajar, aunque muy rara vez, a sección completa, en la mayoría de los casos se elige trabajar a media sección y banco.

Variables que afectan cada actividad

A continuación se pretende establecer o definir algunas de las variables que determinan el comportamiento de cada una de las actividades que conforman el ciclo básico de excavación.

1. Barrenación

Para esta etapa del ciclo, se puede mencionar los siguientes pasos de trabajo que la integran:

i. Marcado de tope

Esta actividad se puede llevar a cabo de dos maneras, la primera mediante la utilización de cuerdas, escantillón y pintura, para el marcado de los agujeros de barrenación, y la segunda, la forma más actual, es mediante el uso de un proyector de imágenes, en el cual se tiene ya la plantilla respectiva para el marcado de los agujeros.

Por último, las variables a considerar son el número de huecos a perforar, así como el tipo de corte a utilizar, sea este de tipo paralelo, cuña y otros. Se utilizará un valor constante definido como 10 minutos por ciclo.

ii. Acomodo de equipo de barrenación

Se procede a colocar las máquinas barrenadoras o el jumbo, para iniciar el proceso de barrenación, este acomodo del equipo está indicado en función de la habilidad de los obreros u operarios, por lo que se puede tomar como un valor constante, para una cuadrilla y un equipo de barrenación determinado. Este valor se define 15 minutos cuando se utilizan barrenadoras manuales y al utilizar equipo tipo jumbo la actividad se realiza en 25 minutos, ya que involucra un proceso dentro del ciclo más formal que en el caso de las perforadoras manuales.

iii. Proceso de barrenación

La velocidad y por tanto, el tiempo con que se lleve a cabo el trabajo de perforación propiamente dicho, serán dados según el tipo de máquina a utilizar, sea ésta jumbo o manual, y también por la longitud a perforar, por lo que

dependerá del tamaño, número de máquinas y la profundidad de perforación.

Se debe considerar en todo instante, la habilidad de los barrenadores. Una de las ventajas de que la cuadrilla de barrenación se encuentre ambientada con el sitio de trabajo, es el aumento en la producción o rendimiento del proceso de barrenación.

Al utilizar equipo de perforación manual se recurre al uso de los siguientes diámetros:

Cuadro 2: Barrenos integrales de la Serie 12	
Longitud del barreno (mm)	**Diámetro del cincel (mm)**
800	40
1600	39
2400	38
3200	**37**
4000	36

El máximo valor de longitud de barrenación que se utiliza en el Instituto Costarricense de Electricidad es de 3200 mm, valores mayores que esta distancia se utilizan normalmente solo para las perforaciones de exploración.

A partir de estos valores y con un rendimiento por voladura, este factor define el avance real que se obtiene al realizar el ciclo, por ejemplo si se define un avance de 3.20 m por ciclo, el avance real oscila entre un 90% - 95% de esa distancia, de esta forma se puede determinar el tiempo de barrenada.

Otro factor que no se debe pasar por alto es el de la calidad de la roca, ya sea masiva, fracturada, dura o suave. El agua, sus características de presión y caudal son otros parámetros a considerar, sea que esté distribuida a lo largo del túnel o bien, concentrada en el frente de trabajo.

2. Carga de explosivos

Una vez finalizada la etapa de perforación, se procede al proceso de carga de explosivos, se requiere por seguridad de los operarios que dichas actividades no se realicen de forma simultánea.

El tiempo que requiere el proceso de carga de explosivos podemos dividirlo de la siguiente manera:

i. Limpieza de huecos

En el momento de cargar con explosivos cada uno de los agujeros de perforación, se procede anticipadamente a limpiar dichos agujeros ya sea con agua ó con aire comprimido, algunas veces se utilizan ambas de manera simultánea, esto con el fin de garantizar una adecuada limpieza en el momento de cargar. Hay variables que afectan este trabajo, el número de huecos a limpiar, así como la rapidez con que la efectúe el obrero, además juega un papel importante la condición de la roca (masiva, fracturada, suave y otras) ya que en algunos casos, se puede obtener huecos muy limpios, como cuando se trabaja en roca masiva y en otros casos, podemos obtener mucho lodo en los agujeros, esto en caso de trabajar con roca suave. En términos generales, se puede considerar la limpieza de huecos como un valor constante, el cual será de 0.16 minutos por metro de perforación.

ii. Cargado de explosivos

Este proceso se da en función de la cantidad de explosivos, profundidad de perforación, número de huecos, así como también de la calidad de la roca.

En el Instituto Costarricense de Electricidad se realiza de forma manual, aunque existen métodos de carga mecanizada, el tipo de explosivos al que se recurre son emulsiones explosivas más un fulminante, en cartuchos, y además se utilizan geles explosivos (hidrogeles). Estos tipos de explosivos cumplen las regulaciones internacionales sobre almacenamiento, manejo y transporte.

Se determina una carga específica de explosivos a colocar dentro de cada hueco, la cual se estima para este modelo en 3,10 kg/m^3. Se estima un valor constante para el tiempo de carga de los explosivos, se utilizará es 0.32 minutos por metro de perforación.

iii. Conexión y disparo

Una vez ejecutada la parte de carga de explosivos, se procede a realizar las conexiones de disparo, que consiste en unir todos los cables de los fulminantes entre si, para formar un circuito en serie o en paralelo, para una determinada serie de detonaciones y se ve afectada por el

número de huecos y por la presencia de agua, sobre todo por el caudal que por la presión.
Para el desarrollo de este modelo se estima en un valor constante de 10 minutos por ciclo.

3. Ventilación

El tiempo de humo, es el necesario para que el humo y el polvo producido por las detonaciones se retiren del frente de trabajo, depende de los requerimientos de aire en el túnel. Estos requerimientos son:

1. Velocidad de aire en toda la sección del túnel
2. Necesidad de aire por persona
3. Necesidad de aire para los equipos de extracción
4. Necesidad de aire por uso de explosivos

En algunos casos el tiempo de humo se ha establecido como un valor constante al realizar la estimación de tiempos, en este modelo se estima en 10 minutos por ciclo.

4. Carga y transporte de escombros

Se puede desglosar esta actividad de la siguiente manera:

i. Acomodo de equipo de extracción

Se debe tomar en consideración la velocidad de los obreros para acomodar la maquinaria, así como el tipo de equipo a utilizar. Se puede determinar también un valor constante al realizar la estimación de tiempos, para este caso se considera que 15 minutos es un valor adecuado.

Para el caso que se utilice equipo de llanta de hule se procede a evaluar el uso de cargadores y vagonetas y excavación de nichos adecuadamente espaciados. Por lo que se establecen los parámetros físicos del cargador y las vagonetas tales como: altura, radio de giro, longitud, ancho, velocidad y capacidad de carga. Este último determinará el rendimiento de extracción de escombros. Todos estos valores se relacionan con las características físicas del túnel, como son diámetro, área de la sección transversal y la altura total.

La combinación de un cargador frontal y vagonetas de llanta de hule es la de mayor movilidad, esto se refleja en los tiempos fijos, los cuales son más cortos.

Los valores de tiempos fijos se ven afectados por las siguientes variables:

1. Manejo dentro del túnel del equipo cargador, cambio de velocidades, carga, giro, descarga
2. Distancia entre nichos
3. Habilidad de los operadores del cargador y las vagonetas
4. Tipo de escombros
5. Sección transversal

ii. Extracción de escombros

Depende en mayor grado de la capacidad del equipo que se utilice para cargar los escombros, la cual normalmente tiene un límite, que del tipo de equipo que se utilice para la extracción, ya sea éste de llanta de hule o vía férrea, esto siempre y cuando exista suficiente equipo para el acarreo.

También el tiempo de extracción se puede ver afectado por la manera en que se encuentren depositados los escombros, que puede ser en pila de escombro (extendida, compactada y otros).

El rendimiento de la maquinaria se define como la cantidad o volumen de material movido por unidad de tiempo (m^3/hr).

El material se encuentra de dos distintas formas:

1. En banco, estado natural (m3b/hr)
2. Suelto, después de excavado (m3s/hr)

En la práctica se utiliza una equivalencia entre los dos estados de material mencionados anteriormente, la cual es:

$$1\ m^3b = 1{,}50\ m^3s$$

Esto indica un abultamiento del material del 50,00%, para el desarrollo de este modelo se utilizará esta condición para todo tipo de material a ser extraído. Sin embargo este porcentaje debe ser evaluado para cada proyecto.

Equipo de llanta de hule

El rendimiento del equipo de llanta de hule, se puede determinar por cálculo, para lo cual se

definirán ciertos conceptos que se deben tomar en cuenta para determinar el rendimiento:

Producción teórica (Pt): Limitada por las características de la maquinaria, es la máxima en condiciones ideales.

Producción real (Pr): es el rendimiento afectado por un factor de eficiencia, el cual toma en cuenta la situación particular en que se está trabajando.

El factor de eficiencia esta afectado por los siguientes aspectos:

1. Condiciones de trabajo (terreno, longitud de acarreo y otros)
2. Factores humanos (dureza del trabajo, capacidad del operador, calidad de la máquina y otros)
3. Tipo de material (Factor de llenado)
4. Organización del trabajo (mantenimiento, disposición física, balance de equipo)

Considerando estos factores se puede desarrollar un procedimiento, por medio del cual estimar la producción del equipo de llanta de hule utilizado para la extracción de escombros.

En una primera instancia se suministran algunos datos, que luego mediante algunas operaciones básicas determinan la producción del equipo de llanta de hule.

Datos iniciales

1. Tipo de cargador a utilizar
2. Capacidad de carga del cargador (q). (Se utiliza la condición al ras)
3. Porcentaje de abultamiento
4. Método de operación (Carga transversal)
5. Distancia entre nichos (DN)
6. Dimensiones del nicho, ancho (A), profundidad (P) y radio de giro del cargador (RG).
7. Factor de eficiencia (Fe)
8. Velocidad de avance (Va) y retroceso (Vr). (Se trabajará con el promedio de las velocidades, y en todo caso con la tercera velocidad)
9. Definir un tiempo fijo por transmisión del cargador (Tf)

Ecuaciones básicas

1. Distancia de acarreo media (DA):

$$DA = \left(\frac{DN}{2}\right) \times 2 + \left(\frac{P}{2}\right) \times 2 + \left[\left(RG - \left(\frac{A}{2} \times \frac{\pi}{4}\right)\right)\right]$$

2. Tiempo total por ciclo del cargador:

$$Tc = \left(\frac{DA}{Va}\right) + \left(\frac{DA}{Vr}\right) + Tf$$

3. Estimación del rendimiento (R):

$$R = \left(\frac{q \times Fe}{Tc}\right) \times \frac{60 \text{ min}}{1 hr}$$

Para definir la cantidad de vagonetas a utilizar se compara el tiempo total por ciclo del cargador con el tiempo promedio que le toma a una vagoneta en trasladar los escombros desde el punto de carga hasta el botadero. Esto por cuanto normalmente el volumen de material para cada ciclo de avance es mayor a la capacidad de una vagoneta.

También se puede utilizar el método de extender el material a lo largo del túnel, para ser extraído posteriormente y que no se atrase al ciclo de excavación, en fin existen varias posibilidades para hacer eficiente el proceso.

Equipo de vía férrea

Para el caso de extracción de los escombros utilizando equipo de vía férrea, se analizará la alternativa del uso del sistema denominado “Shuttletrain”, que se llama como “tren de piso deslizante”, el cual es uno de los más eficientes. Existen otras alternativas como el “Switch California”, pero en este caso no será evaluada.

El sistema de tren de piso deslizante consiste de un número de carros especiales remolcados por una locomotora. El fondo de cada uno de estos carros posee una banda transportadora o piso deslizante, la cual facilita la transferencia de escombros de un carro a otro. Por estar colocados en serie, la descarga final de un carro es la carga inicial del carro siguiente,

esto convierte al sistema en una longitud de tren unitario.

Existen dos tipos de carros:

Acarreo de recorrido corto

El proceso es el siguiente, cuando el primer carro esté totalmente cargado, se procede a transferir la carga de escombros al segundo carro. Al estar completamente cargado el segundo carro, se lleva al sitio de botadero, mientras tanto el primer carro está siendo cargado de nuevo.

Túnel largo

Esta opción propone un proceso de carga de escombros y acarreo continuo, para un volumen de material por voladura.

El carro posee paredes laterales, pero no tiene paredes ni frontal ni posterior. Además los carros permanecen acoplados durante toda la etapa de carga y transporte de los escombros. Se recomienda no utilizar más de seis carros por tren, esta condición viene dada por la operación práctica y la capacidad de arrastre de la locomotora.

Los carros, ya sea los tipos B o C, pueden ser cargados por una pala de tipo "Häggloader", este es un tipo de cargador que utiliza brazos excavadores para recoger los escombros y colocarlos sobre una banda transportadora, la cual transfiere la carga al carro para su transporte respectivo. Se pueden adaptar a los diferentes vehículos de acarreo, en cuanto a altura de maquinaria se refiere, además trabajan de manera continua. Los cargadores de este tipo existen tanto de llanta de hule (eléctricos) como de vía férrea (aire ó eléctricos).

Para la estimación de los tiempos se consideran los siguientes aspectos:

Velocidad de la locomotora

Dependiendo de la locomotora que se esté utilizando, así será la rapidez con que el tren con su respectiva carga se traslade del sitio del botadero al tope del túnel.

Tiempo de conexión y preparación de la carga (Tcc)

En esta etapa se procede a hacer la conexión de los carros de piso deslizante y el cargador, a la fuente de poder, sea éste eléctrico o suplidor de aire. Por lo general, este tiempo oscila entre 3 y 5 minutos. Pero cabe mencionar que este tiempo está en función del número de carros que se utilicen, por lo que se puede suponer una relación de orden lineal que involucre ambas variables. Cuando finaliza esta etapa, se inicia el proceso de carga.

$$Tcc = 1{,}50 \times \text{Número de carros}$$

Tiempo de limpieza (Tl)

Se lleva a cabo entre los rieles de la vía una pequeña limpieza de aproximadamente de 2 a 3 m^3, esto toma un tiempo aproximado de 3 a 5 minutos.

Tiempo de carga (Tc)

Es un proceso continuo, mientras que la carga se transfiere a otros carros, los cuales son llenados uno a uno, hasta que la etapa de carga y limpieza de piso ha sido completada, luego el proceso de carga ha finalizado. El tiempo que requiere esta actividad esta dado en función de la capacidad de carga del cargador que se utilice.

$$Tc = \frac{\text{Vol. carro } (m^3) \times \text{Núm. carros}}{\text{Capac. cargador } (m^3/\text{min})}$$

Tiempo de desconexión (Td)

Una vez finalizado el proceso de carga, se pasa a desconectar los carros y el cargador de la planta de poder. Esto toma un tiempo aproximado de 1 a 3 minutos.

Tiempo de viaje al botadero (Tv)

Luego de la desconexión, se procede a llevar los carros cargados con escombros al botadero, este tiempo depende de la distancia del botadero al tope del túnel.

$$Tv = \frac{\text{Dist. al botadero (m)}}{\text{Vel. tren (m/min)}}$$

Tiempo de conexión (Tcx)

Al llegar al sitio del botadero, se conectan nuevamente los carros a la máquina de poder, esto con el fin de llevar a cabo el proceso de descarga. Este tiempo de conexión se estima por lo general en 1 a 2 minutos.

Tiempo de descarga (Tdc)

La estimación del tiempo de descarga total de los escombros depende de la velocidad de descarga de los carros, la cual es de aproximadamente de 6 minutos por cada carro.

Tdc = 6 x Número de carros

5. Tiempo de colocación del soporte temporal (ademe)

Con base en la geología existente en la línea del túnel, así como de los estudios de geotecnia, se procede en cada caso a colocar uno de los distintos tipos de soporte temporal o ademe disponibles. Por lo que el tiempo de soporte temporal varía en función de la geología existente.

A continuación se define una división del tipo de soporte temporal en función de la necesidad geológica que prevalece en el sitio de trabajo, esto es indispensable para el funcionamiento del modelo, ya que los tiempos de excavación varían según el tipo de ademe a colocar.

Se debe mencionar que su orden obedece a una disminución de la calidad auto soportante de la masa rocosa.

Determinación del Soporte Temporal

En el ICE se utilizan varios sistemas y criterios para la determinación del tipo de soporte temporal que se deberá colocar en cada túnel, basados en las características de los macizos rocosos.

Sistema RQD:

Uno de estos es el sistema RQD, que se define como el Indice de Calidad de Roca, el cual fue propuesto por D. U. Deere en 1964, acerca de este método Hoek y Brown[2] escriben lo siguiente: "Es un índice cuantitativo de la calidad de la roca basado en la recuperación de núcleos con perforación de diamante. Se le conoce por sus siglas en inglés RQD, rock quality designation, este índice se utiliza en todo el mundo y se ha comprobado que es muy útil en la clasificación del macizo rocoso para la selección del refuerzo para túneles.

La RQD se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan en piezas enteras de 100 mm o más, del largo total del barreno. Por lo tanto:

$$RQD\ (\%) = \frac{\text{Longitud de los núcleos} > 100\ mm}{\text{Longitud del barreno}}$$

Se ha definido que el RQD se establece a partir de núcleos de cuando menos 50 mm de diámetro, recuperados con una perforadora de diamante de doble barril. Un valor de RQD se daría para cada tramo perforado de 2 metros. Esta operación es sencilla y rápida, y se ejecuta conjuntamente con el registro geológico normal del sondeo, casi no aumenta el costo de la explotación.

El investigador D. U. Deere, propuso la siguiente relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca desde el punto de vista de la ingeniería:

Cuadro 3: Clasificación de la calidad de roca según valor RQD

RQD	Calidad de roca
< 25%	Muy mala
25-50%	Mala
50-75%	Regular
75-90%	Buena
90-100%	Muy Buena

Esta clasificación ha sido determinante en la estimación del tipo de soporte temporal a utilizar, sin embargo varios especialistas han mencionado que posee una debilidad "...en el caso de haya fracturas con rellenos de arcilla o de material meteorizado. Este caso puede presentarse cerca de la superficie donde la meteorización o las infiltraciones hayan producido arcilla, lo que reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura. Esto generará una roca

[2] Excavaciones subterráneas en roca

inestable aun si las fisuras están muy separadas una de otra y el valor de la RQD es alto."

Aparte de esta limitación el RQD no toma en cuenta otros factores como por ejemplo la orientación de las juntas, lo que también tiene su importancia para el comportamiento de la roca alrededor de una obra subterránea. En consecuencia sin querer restar méritos al RQD como método rápido y económico para dar indicios, también es cierto que no provee información adecuada sobre los muchos fenómenos de comportamiento de la roca que se pueden presentar en una excavación."

Sistema de clasificación RMR:

Según Hoek y Brown[3] "No existe clasificación sencilla alguna que pueda dar una idea del comportamiento complejo de la roca que rodea una excavación. Por lo que es necesaria alguna combinación de los factores como el RQD y la influencia de los rellenos arcillosos y de la meteorización".

A partir de esto Z. T. Bieniawski, del Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial propuso una clasificación del macizo rocoso, este método se conoce come el sistema de clasificación RMR, este es uno de los dos métodos más utilizados para la clasificación de macizos rocosos.

Propone Z. T. Bieniawski que una clasificación de un macizo rocoso figurado debe:

a. Dividir el macizo en grupos de comportamiento parecido.
b. Proporcionar una buena base para la comprensión de las características del macizo.
c. Facilitar la planeación y el diseño de estructuras en la roca al proporcionar datos cuantitativos que se necesitan para la solución de problemas de ingeniería
d. Proporcionar una base común de comunicación efectiva para todas las personas interesadas en un problema de geomecánica.

Este propósito se lograría, dice Bieniawski, si la clasificación es sencilla y significativa en sus términos y se apoya en parámetros que se dejan medir y pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica.

Los cinco parámetros básicos que comprenden la clasificación de Bieniawski son:

1. *Resistencia a la roca inalterada*, Bieniawski utiliza la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen Deere y Millar[4].
2. *RQD*, índice de calidad de la roca según Deere[5].
3. *Espaciamiento de fisuras*, el término fisura se utiliza para toda clase de discontinuidades como las fisuras, fallas, planos de estratificación y otros planos de debilidad. Se utiliza la clasificación propuesta por Deere[6].
4. *El estado de las fisuras*, este parámetro toma en cuenta la separación o abertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes (duras o blandas) y la presencia de relleno en las fisuras.
5. *Condiciones del agua subterránea*, se intenta medir la influencia del flujo de aguas subterráneas sobre la estabilidad de excavaciones en términos del caudal observado que penetra en la excavación, y de la relación que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo general principal, o con alguna observación cualitativa general relacionada con el agua subterránea.

La forma en que estos parámetros han sido incorporados en el sistema de clasificación RMR se muestra en el Anexo 1. Bieniawski reconoció que cada parámetro no contribuye necesariamente de igual manera al comportamiento del macizo. Bieniawski aplicó una serie de "valuaciones de importancia" de sus parámetros, cierto número de puntos o una valuación se otorga a cada serie de valores de cada parámetro y se llega a una valuación general del macizo al sumarse la valuación de cada uno de los parámetros. Esta valuación general necesita un ajuste por el concepto de la orientación de las fisuras o que se logra cuando

[3] Excavaciones subterráneas en roca

[4] Clasificación para ingenieros y propiedades índice.
[5] Rocks Mechanics in Engineering Practice
[6] Rocks Mechanics in Engineering Practice

se aplican las correcciones que señala la parte B del Cuadro 6.

En el Cuadro 6 se da una explicación de los términos descriptivos usados para este fin. La parte C del Cuadro 6 muestra la clasificación y la descripción del macizo rocoso según las varias valuaciones totales. En la parte D del Cuadro 6 se da una interpretación de estas valuaciones en términos de tiempo de sostén para las excavaciones subterráneas y los parámetros de la resistencia del macizo rocoso.

Sistema de clasificación Q:

El Instituto de Geotecnia de Noruega propuso un índice para determinar la calidad del macizo en túneles. El valor numérico de este índice Q se define por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} x \frac{J_r}{J_a} x \frac{J_w}{SRF}$$

Donde:

RQD = Es el índice de calidad de la roca de Deere.
J_n = Es el número de sistemas de fisuras (joint set number)
J_r = Es el número de la rugosidad de las fisuras (joint roughness number)
J_a = Es el número de alteración de las fisuras (joint alteration number)
J_w = Es el factor de reducción por agua en las fisuras (joint water reduction factor)
SRF = Es factor de reducción por esfuerzos (stress reduction factor)

Para explicar como llegaron a la ecuación para el determinar el índice Q, los autores ofrecen los siguientes comentarios:

"El primer cociente (*RQD/J_n*), que representa la estructura del macizo es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0,5 y 10/20) con un factor de diferencia de 400.

El segundo cociente *(J_r/J_a)* representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de las juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo. Se puede pensar que estas superficies están cerca de la resistencia óptima, que tenderán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes y que por lo tanto serán muy favorables a la estabilidad de un túnel.

El tercer cociente *(J_w/SRF)* consiste en dos parámetros de fuerzas. *SRF* es un valor de:

1. La carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y de roca empacada en arcilla.
2. Los esfuerzos en una roca competente.
3. Las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes.

En cuanto al parámetro J_w se trata de una medición de la presión del agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar además, un ablandamiento de las arcillas e incluso posiblemente su lavado.

El cociente *(J_w/SRF)* es un factor empírico complicado que describe las "fuerzas activas".

Se ve ahora que la calidad Q de roca para los túneles puede considerarse como una función de sólo tres parámetros que son medidas aproximadas de:

1. El tamaño de los bloques. (RQD/Jn)
2. La resistencia al esfuerzo cortante entre bloques. (Jr/Ja)
3. Los esfuerzos activos. (Jw/SRF)

Existe una tabla que clasifica los parámetros individuales empleados en el índice de calidad de túneles, Sistema de clasificación Q, el cual puede ser consultado en la bibliografía mencionada, y que contiene una gran cantidad de información que puede hacer pensar que el sistema es complejo sin necesidad y que será difícil emplearlo para el análisis práctico. Sin embargo al realizar algunos ejercicios se logra determinar que las instrucciones son sencillas y claras.

Para relacionar el Sistema de clasificación Q con el comportamiento de una excavación subterránea y con las necesidades de ademe de la misma, los autores inventaron un elemento cuantitativo adicional que llamaron "dimensión equivalente D_e" de la excavación. Esta se

obtiene al dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada "relación de soporte de la excavación" (ESR: Excavation Support Ratio).

$$D_e = \frac{\text{Ancho de excavación, diámetro o altura (m)}}{\text{Relación de soporte de la excavación (ESR)}}$$

La relación de soporte de la excavación (ESR) tiene que ver con el uso que se pretende dar a la excavación y hasta dónde se le puede permitir cierto grado de inestabilidad. Los autores dan los siguientes valores:

Tipo de excavación	ESR
A. Excavaciones mineras provisionales	3 – 5
B. Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas (con la excepción de las cámaras de alta presión para compuertas, túneles piloto (exploración), excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes	1.6
C. Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para el tratamiento de aguas, túneles carreteras y ferrocarriles pequeños, cámaras de alta presión, túneles auxiliares	1.3
D. Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarrileros mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túnel	1.0
E. Estaciones nucleoeléctricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas	0.8

La ESR es más o menos análoga al inverso del "factor de seguridad" empleado en el diseño de taludes.

Los autores realizaron la recopilación de gran cantidad de casos de excavaciones permanentes sin refuerzos en varios macizos rocosos, lo que permitió su análisis, y posteriormente plantear la siguiente ecuación para la determinación del claro máximo sin refuerzo para diferentes relaciones de soporte de la excavación y diferentes calidades del macizo:

$$Claro = 2 * ESR * Q^{0.4}$$

Se ha definido por los autores que para trazar la ruta de un túnel o para evaluar el sitio de una excavación subterránea basándose en los núcleos de los barrenos, el conocimiento del valor crítico de Q permitirá al geólogo o al ingeniero identificar aquellas secciones que probablemente podrán quedar sin ademe y las que habrá que examinar con mayor atención en lo que se refiere a sus necesidades de soporte.

De los sistemas mencionados de clasificación de macizos, el sistema RMR y el sistema Q son de especial interés, ya que incluyen un gran número de datos para poder evaluar correctamente todos los factores que tienen influencia en la estabilidad de una excavación subterránea. En el primer caso se le da una mayor importancia a la orientación y la inclinación de los accidentes estructurales de la roca y no da ninguna a los esfuerzos en la roca. En el segundo caso no se incluye el factor de orientación de las fisuras pero sí considera las propiedades de los sistemas de fisuras más desfavorables al valuar la rugosidad de las fisuras y su grado de alteración, ambos representando la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso.

Cuando se trata de problemas en terrenos de mala calidad extrema que implican rocas comprimidas o expansivas o grandes flujos de agua, las investigaciones realizadas a nivel mundial, muestran que la clasificación RMR es de aplicación difícil. Esto es comprensible ya que el sistema se creó originalmente para túneles a baja profundidad en roca dura fracturada. Es por esto que los investigadores recomiendan que si se trabaja en terreno extremadamente malo se utilice el sistema Q.

Cada uno de los sistemas indicados establecen tablas en las que se resumen las diferentes características que puede tener el macizo rocoso y se relacionan con el tipo de soporte que se debe colocar, sin embargo no se incluyen por su extensión y porque no es el propósito de este proyecto el análisis a ese nivel de detalle.

Sin embargo algunos autores recomiendan el siguiente procedimiento para la estimación de las necesidades de ademe en la excavación de obras subterráneas:

1. Durante la investigación del sitio o durante la etapa de exploración para un proyecto de excavación subterránea, clasifique el macizo rocoso conforme a los sistemas de clasificación mencionados, de preferencia para todos.
2. Hacer una evaluación preliminar de los sistemas de ademe con base en las recomendaciones establecidas en las tablas de cada sistema que se mencionan.
3. Estimar las condiciones de esfuerzos in situ con base en las mediciones de los esfuerzos en el lugar o en sitios adyacentes de roca similar.
4. Estimar los esfuerzos máximos en la periferia de la roca que rodea la excavación propuesta.
5. Si existen esfuerzos de tensión en la periferia de la excavación, debe buscarse en la literatura la forma de la excavación y las condiciones de esfuerzos in situ que más se acercan a las que se están estudiando. Considerar la extensión de la zona de esfuerzos de tensión (con base en la configuración del esfuerzo principal menor) y se debe establecer hasta dónde se podría eliminar o minimizar esa zona con cambios modestos en la forma de la excavación. Si no se puede hacer este cambio, considere la longitud de las anclas o cables que sería necesaria para estabilizar esta zona y estime la capacidad de este ademe a partir del volumen de material sujeto al esfuerzo de tensión.
6. Si no hay más que esfuerzos de compresión alrededor de la excavación, calcular el esfuerzo máximo de la periferia, a partir del valor de concentración de esfuerzos y del esfuerzo in situ estimado en el paso 3. Comparar este valor de esfuerzo máximo con la resistencia de la compresión no confinada del macizo rocoso. Si el esfuerzo de la periferia rebasa la resistencia a la compresión no-confinada del macizo, efectuar un análisis más detallado de la extensión de la zona potencial de debilitamiento.
7. Cualquiera que sea el resultado de los pasos 5 y 6, se necesita un examen del potencial de inestabilidad estructuralmente controlada. Utilizar cualquier información geológica disponible para examinar la posibilidad de la formación de cuñas y bloques por medio de las técnicas estereográficas. Si existe alguna posibilidad de un debilitamiento de esta naturaleza, se debe pensar en el largo y en la resistencia de las anclas o de los cables que se necesitan para estabilizar la excavación.
8. Tomar en cuenta todos estos análisis, considere las consecuencias de la secuencia de la excavación y las posibles variaciones en el orden de la instalación de los ademes.
9. Si se van a usar anclas para el refuerzo, verificar que las diversas necesidades no entren en conflicto una con otra. Verificar el diseño del ancla contra la experiencia de precedentes. Las siguientes reglas empíricas, proporcionan un criterio útil para el largo de las anclas y su espaciamiento:

   Largo mínimo del ancla:

   El mayor de:

   a. Dos veces el espaciamiento entre las anclas
   b. Tres veces el ancho de bloques de roca potencialmente inestables definido por la separación media de las fisuras en el macizo rocoso
   c. Para claros menores a 6 m, el largo del ancla será la mitad del claro
   d. Para claros de 18 a 30 m, el largo del ancla será una cuarta parte del claro del techo
   e. Para excavaciones más altas de 18 m, las anclas serán una quinta parte de la altura de la pared

   Espaciamiento máximo entre anclas:

   El menor de:

   a. La mitad del largo del ancla
   b. Una y media vez el ancho de bloques de roca potencialmente inestables definido por la separación media de las fisuras en el macizo rocoso
   c. Cuando se va a usar malla soldada o de eslabones, el espaciamiento de las anclas de más de 2 m dificulta (mas no imposibilita) la instalación de la malla

10. Una vez realizadas estas estimaciones, dibujar una sección transversal del tipo de excavación. Sobre el dibujo colocar una distribución aproximada de los fenómenos

estructurales, y verificar como será el perfil de la excavación final y el tamaño y forma de la zona potencial de debilitamiento alrededor de la excavación. Dibujar el sistema de refuerzo a escala y verificar si esta correcto, si hay suficiente espacio para barrenar, para colocar las anclas, para colocar el concreto. Este último paso puede ser el más importante, ya que muchas veces revela deficiencias y anomalías que no son evidentes cuando se examinan los resultados de un estudio numérico tipo, las posibilidades de un análisis de interacción roca-soporte o las recomendaciones que se derivan de un sistema de clasificación de macizos rocosos.

Además de este procedimiento, un factor determinante en la estimación del tipo de soporte, es la experiencia del diseñador, el cual se ha convertido tal vez en el más importante al menos en nuestro país.

Tipología del soporte temporal (ademe)

1. Roca desnuda (sin ademe, RD)
2. Roca desnuda con pernos de anclaje (P)
3. Roca desnuda con concreto lanzado (CL)
4. Roca desnuda con pernos de anclaje y concreto lanzado (PCL)
5. Roca desnuda con arcos de acero (AA@separación de los arcos)
6. Roca desnuda con arcos de acero y concreto lanzado (AACL@separación de los arcos)

Estimación de Tiempos

Además del tiempo del ciclo básico de excavación, se debe considerar el incremento de tiempo por la colocación del soporte temporal, el cual se define como las actividades necesarias para brindarle a la sección excavada el sustento necesario, en cuanto a resistencia y seguridad, para posteriormente continuar con el siguiente ciclo de excavación. Es lógico integrar el tiempo de soporte temporal al ciclo de excavación.

Rendimientos y tiempos según el tipo de soporte temporal

1. Roca desnuda (sin ademe, RD)

En esta condición no se requiere ningún tipo de soporte temporal debido a las condiciones de la masa rocosa, por lo tanto no se incrementa el tiempo del ciclo de excavación.

2. Roca desnuda con pernos de anclaje (P)

Con el fin de encontrar una relación adecuada que proporcione la forma de estimar el tiempo para colocar los pernos en este tipo de soporte temporal se revisaron algunas de las memorias de ejecución de proyectos anteriores, sin embargo a pesar del uso extenso de los pernos de anclaje, no se ha podido determinar un rendimiento confiable para esta actividad, el valor más aproximado es de 3 minutos por cada perno, este valor será el que se utilice en este proyecto.

Se debe considerar aspectos como el número de pernos por collar, el cual puede ser variable dependiendo de las condiciones geológicas, el largo mínimo del perno de anclaje, normalmente es igual al radio del túnel, también se debe conocer la separación entre los collares de pernos a colocar.

3. Roca desnuda con concreto lanzado (CL)

Para la determinación de los tiempos de esta actividad se debe tener en cuenta aspectos tales como la sobreexcavación y el rebote, con esto se busca considerar la cantidad de roca excavada más allá del perímetro, además del volumen de concreto que se pierde por efecto del lanzado del concreto al chocar contra las superficies del túnel.

También conocer el espesor de la capa de concreto lanzado, la cual por lo general este oscila entre valores de 5 a 15 centímetros, es recomendable al menos un valor de 7,50 centímetros. El modelo permite variar este valor.

Un aspecto fundamental es el equipo lanzador de concreto, ya que la velocidad de colocación define el avance de esta actividad, esta velocidad se define como la cantidad de concreto que se puede colocar por unidad de tiempo, ya sea por el método de mezcla seca como para el de mezcla húmeda. Se tomará un valor de rendimiento base de 4,00 metros cúbicos por hora.

4. *Roca desnuda con pernos de anclaje y concreto lanzado (PCL)*

Este tipo de soporte temporal es una combinación de dos tipos de ademe, por lo tanto, para determinar su tiempo de colocación respectivo, se utilizará la metodología expuesta para los casos individuales, y luego se sumarán los resultados para obtener el tiempo total.

5. *Roca desnuda con arcos de acero (AA@separación de los arcos)*

En esta actividad el factor determinante será la habilidad de los operarios para el montaje y colocación de los arcos de acero, el cual esta definido por la configuración del mismo, se considera que un valor representativo será el de 50 minutos por cada arco. Este tiempo es válido para diámetros menores a 6.00 metros, para el caso de diámetros mayores se incrementa hasta 90 minutos.

6. *Roca desnuda con arcos de acero y concreto lanzado (AACL@separación de los arcos)*

Este caso es similar al expuesto anteriormente, ya que este tipo de soporte temporal es una combinación de dos tipos de ademe, por lo tanto, para determinar su tiempo de colocación respectivo, se utilizará la metodología expuesta para los casos individuales, y luego se sumarán los resultados para obtener el tiempo total.

Sección Transversal

Se establecen dos formas de sección transversal del túnel, la primera forma se denomina **herradura**, en esta se disminuye el ancho de piso, esto estructuralmente lo hace más resistente, sin embargo hace más difícil el acceso de maquinaria de mayor capacidad, para cada una de las etapas del ciclo de excavación, en especial para la actividad de extracción de escombros. Como consecuencia, se establece el segundo tipo denominado herradura con pata recta, su principal objetivo será aumentar el ancho de piso y así brindar un mayor acceso para la maquinaria.

Para ambas formas de sección transversal de túnel, se definirán su perímetro y área respectiva, ya que estos parámetros serán base para la metodología de rendimientos y tiempos de excavación.

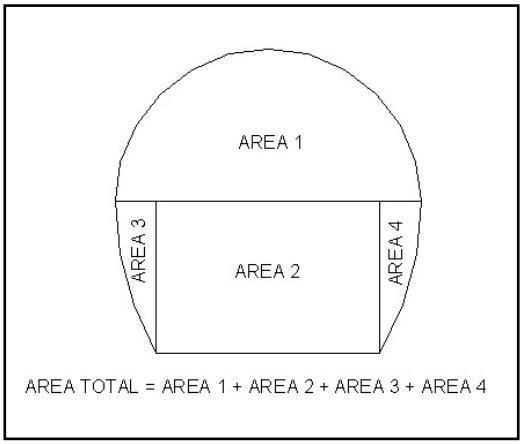


Figura 1. Sección en herradura.

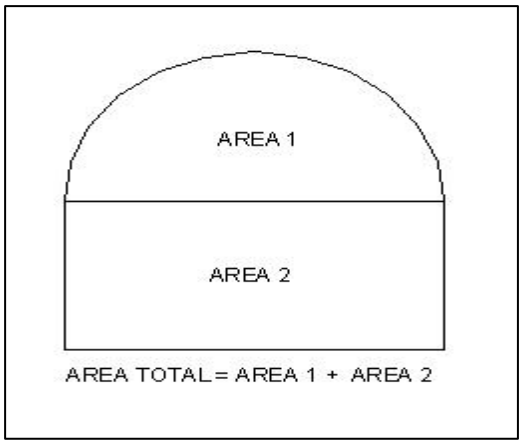


Figura 2. Sección en herradura con pata recta.

Ciclo de revestimiento del túnel

Los revestimientos son necesarios en la mayor parte de los túneles, siempre en terrenos blandos y frecuentemente en las rocas. Se colocan con dos fines: estructuralmente para contener y soportar el terreno expuesto, y operacionalmente para proporcionar una superficie interna que sea adecuada a las funciones del túnel. La secuencia de operaciones de revestimiento es variada y a menudo compleja, por lo que la terminología es frecuentemente ambigua.

Los requisitos principales que deben cumplir los revestimientos estructurales permanentes según T. M. Megaw[7], son los siguientes:

1. Proporcionar el apoyo estructural necesario
2. Controlar o eliminar la entrada o escape del agua
3. Ajustar la sección transversal de operación

Al cumplir dichos requisitos, el sistema de revestimiento escogido deberá ser capaz de ofrecer una construcción segura y económica, y adaptarse a posibles variaciones y contingencias imprevistas que se pudieran encontrar en el progreso de la obra.

La adaptabilidad del sistema de revestimiento puede constituir un factor muy importante, ya que la urgente necesidad de tener que cambiar a un revestimiento diferente puede causar demoras e interrupciones en el programa y ocasionar fuertes costos adicionales.

1. Soporte Estructural

Cuando se excava un túnel, se altera el equilibrio estable que existe en el terreno y será preciso establecer un nuevo patrón de esfuerzos mediante la ayuda de estructuras de apoyo.

En roca sólida y homogénea se desarrollará una acción de arco, y tal vez no sea necesario un soporte adicional; mientras que en un terreno blando y plástico es posible que se desarrolle una condición muy semejante a la presión hidrostática, rápida o lentamente, y sea necesario colocar un ademe capaz de resistir toda la presión de sobrecarga. En la mayor parte de túneles los requerimientos se hallan entre ambos extremos, y el arte de diseñar un túnel descansa en la valoración de las necesidades reales en cada etapa, por lo que hay que obrar en consecuencia dejando márgenes convenientes para lo inesperado.

La sincronización del soporte es de vital importancia para evitar inmediatamente cualquier movimiento que pudiera causar catástrofes, pero debe permitir los movimientos causados por deformaciones en el terreno circundante con cambios concomitantes en un esfuerzo para establecer un equilibrio nuevo y estable.

Gran parte de la excavación de túneles en roca se lleva a cabo considerando que la cavidad formada será principalmente auto soportada pero que, según avance la excavación, se evaluarán continuamente las condiciones y que se colocarán ademes donde sea necesario. No obstante, la gran cantidad de valiosas investigaciones efectuadas durante el último cuarto de siglo han ayudado a comprender más la naturaleza de los ademes de los túneles en roca y permiten hoy en día hacer estimaciones racionales de los requerimientos.

En terreno blando, el análisis y diseño se basan en la suposición de que el terreno y el revestimiento actúan finalmente juntos como si formaran una estructura compuesta. El suelo tiene propiedades tanto plásticas como elásticas, y el complejo patrón de esfuerzos que se desarrolla finalmente depende de los antecedentes en los esfuerzos de los componentes, determinados por la secuencia de sincronización de las operaciones de excavación y soporte. Además de las presiones hidrostáticas directas ejercidas sobre un revestimiento impermeable, posiblemente modificadas por la filtración, el agua subterránea representa un importante factor en la relación entre esfuerzo y deformación en suelos compactos, implicando estudios de mecánica de suelos con respecto a la presión en los poros, drenaje, consolidación y otros aspectos.

En la roca, las propiedades de los núcleos de muestra constituyen de por sí una base inadecuada para establecer pronósticos de comportamiento. Es muy importante la estructura de unión de la masa, la cual es aún más difícil de determinar mediante cualquier tipo de exploración previa.

En este proyecto no se tiene la intención de presentar ni de analizar, las diversas fórmulas matemáticas que constituyen las herramientas para el diseño de los revestimientos de los túneles. Se puede observar que el proceso para el diseño estructural de un túnel no es semejante al de un puente u otra estructura superficial no sólo debido a que el terreno que impone las cargas no se conoce en su totalidad previamente, sino debido a la interacción entre el terreno, los procedimientos de construcción y la estructura.

Por esto es muy importante un inventario del tipo de ademe utilizado durante la excavación y las pruebas que se realizan en el terreno para determinar la capacidad de soporte, módulos de elasticidad y otros.

[7]Túneles, planeación, diseño y construcción

2. *Controlar o eliminar la entrada o escape del agua*

En terrenos acuíferos, la impermeabilidad sustancial del revestimiento permanente es por lo común importante, pero la absoluta impermeabilidad es muy difícil, si no imposible de alcanzar y es probable que sea muy costosa. Como en muchos de los aspectos de la construcción de un túnel, la selección del revestimiento y de los métodos de impermeabilización se deberá estudiar a la luz de los costos, balanceando los gastos iniciales contra la operación y el mantenimiento.

Los túneles a presión en los sistemas de energía hidroeléctrica constituyen un caso especial. El revestimiento, generalmente de acero soldado o de concreto reforzado colado in situ, en la mayoría de las ocasiones debe ser completamente impermeable contra la elevada presión externa, que quizá sea muy alta, cuando se vacíe la tubería para mantenimiento o por otras razones, sin embargo en otros casos se colocan drenajes para ayudar a equilibrar las presiones de llenado y vaciado.

3. *Ajustar la sección transversal de operación*

Por lo general, la acción de arco constituye el método preferido para soportar las cargas del terreno en los túneles. Por esto, el techo del túnel tendrá casi siempre la forma de un arco, excepto en la mayoría de los túneles de corte y relleno y en muchos otros túneles sumergidos. El arco se puede terminar en forma de herradura por debajo del arranque del mismo, o con las paredes laterales verticales o como un círculo u óvalo completos, dependiendo de las condiciones del terreno y de la función del túnel. La forma circular ofrece las mayores ventajas estructurales e hidráulicas, en terrenos donde las cargas pueden provenir de cualquier dirección. Por lo común, resulta operacionalmente mejor para el transporte del agua o de las aguas negras y es también la forma preferida para la excavación con frente tapado o con una máquina de frente completo.

La forma de herradura es la sección transversal más indicada para las rocas que son auto soportantes, pero en el caso de que se desarrolle una presión lateral será necesario un revestimiento y los muros laterales se deberán anclar en forma segura, ya sea en roca sólida, por puntales colocados a través del piso o por un revestimiento completo del piso. Será necesario tener cuidados especiales para evitar que el agua de drenaje no suavice o erosione la arcilla o la roca blanda en el piso o en la base de los muros laterales.

Los principales materiales y métodos de construcción para los revestimientos permanentes de los túneles perforados son:

1. Concreto in situ
2. Concreto lanzado
3. Segmentos prefabricados (dovelas), empernados o flexibles
4. Enladrillado y mampostería

El concreto colado *in situ* representa la forma más utilizada para el revestimiento permanente de los túneles en roca. Tiene la ventaja de que se puede diseñar con la forma que se desee para la sección transversal. Se cuela por lo común utilizando una formaleta viajera corrediza muy por detrás del frente de trabajo, tanto en tiempo como en distancia, incorporando cualquier ademe permanente ya colocado y posiblemente, también los ademes temporales. En lo posible, se diseña el revestimiento para que funcione a compresión sin grandes momentos flexionantes y, por consiguiente, se evita considerablemente el refuerzo en las varillas, aunque puede ser necesario en los casos en que la carga sea desigual y variable.

A menudo es preferible realizar el colado del concreto del techo y los muros antes de colar el piso, pero a veces es ventajoso colar primero el piso, con lo que se tiene un apoyo continuo y uniforme para las formaletas. Las condiciones del colado del concreto no serán siempre favorables para obtener una alta calidad uniforme, y los espesores serán a menudo tales que sólo será necesario especificar una baja resistencia. La mezcla del concreto en la superficie y su subsiguiente colocación por medio de una bomba puede presentar limitadas ventajas según aumente la distancia desde el pozo. Tiene una aplicación más general el transporte por vagonetas o carros con agitación adecuada y pasar por medios neumáticos el concreto a las formaletas. Siempre se presentan dificultades cuando se trata de asegurar un concreto denso y uniforme en la corona del arco, siendo necesario tener especial cuidado para evitar los espacios vacíos. En cualquier caso, es probable que se

tenga que suministrar especialmente la lechada de concreto.

En un túnel se pueden tener hasta tres juegos de formaleta de manera que se puedan desmantelar parcialmente o sino doblarlas y desplazarlas hacia delante pasando por los dos juegos que se están utilizando para volverlas a utilizar más adelante.

Cuando sea sumamente importante terminar el revestimiento de concreto inmediatamente después de la excavación, la formaleta puede ser corta, casi tan corta como la longitud de cada avance, pero se pierden muchas de las ventajas del colado del concreto en gran escala in situ, en este caso puede ser más conveniente utilizar revestimientos con tramos precolados.

Estimación de Tiempos

Existen varios métodos para la colocación del concreto del revestimiento, algunos son:

Método de chorrea en tramos

Consiste en colocar una distancia, generalmente de 100,00 m de longitud concreto del piso, puede ser mayor o menor, luego se coloca la misma distancia de arco y así sucesivamente.

Se limpian 20,00 m de piso, se colocan las guías y se colocan estos 20,00 m. Este proceso se repite hasta lograr 100,00 m de piso chorreado. Posteriormente, se coloca la formaleta mecánica para el revestimiento del arco. Se utiliza formaleta mecánica con una longitud de 30 m (6 secciones de 5,00 m cada una), con lo cual se logra una longitud de avance efectiva de 25,00 m. La formaleta se traslada a los siguientes 25,00 m hasta completar los 100,00 m de arco chorreado. Se requerirá un tiempo mínimo de fragua de 10,00 horas antes de remover tramos de formaleta.

Método de chorrea continua

En este sistema se avanza con el revestimiento del piso en forma continua. Terminada la chorrea de piso de todo el túnel se realiza el revestimiento del arco en forma continua también.

Al realizar el revestimiento del piso se efectúa la limpieza del piso del túnel completo. Una vez limpios los primeros 100,00 m, se inician las actividades de colocación de guías y colocación de acero en todo el túnel. La chorrea iniciará cuando se haya finalizado la limpieza de todo el túnel. Paralelamente con la chorrea se avanza con los acabados del piso.

En la segunda etapa, revestimiento del arco, se efectúa utilizando la formaleta mecánica. El método de avance comprende la colocación de formaleta, la chorrea y el tiempo de fragua necesario. La chorrea del arco se efectúa colocando la tubería para el transporte del concreto por fuera de la formaleta con el fin de reducir el espesor del revestimiento. La chorrea de un tramo se iniciará cuando se haya colocado al menos la mitad de los paneles que conforman la formaleta, esto con el fin de acelerar el proceso traslapando actividades. Para ello es necesario que el proceso de chorrea pueda interrumpirse para dar paso al “caballón” cada vez que se retire un panel.

Una vez colocada la mitad de la formaleta se coloca un tapón y se inicia la chorrea del tramo que ya esta preparado, en forma paralela se continua con la colocación del resto de la formaleta. Después de cada chorrea se debe dejar un tiempo mínimo de 3,00 horas para quitar el tapón colocado. El ciclo se completa con el tiempo requerido para garantizar la fragua del primer concreto colocado.

Para la estimación de costos y tiempos de este modelo se analiza únicamente el método de chorrea por tramos, esto debido a las restricciones de tiempo que se tienen para la elaboración de este modelo y a que la información recaba sobre el método de chorrea continua no es suficiente.

Ciclo de inyección del túnel

El proceso de inyección consiste en la perforación de huecos que atraviesan el concreto de revestimiento, y parte de la roca. Luego se inyecta una lechada de agua-cemento a presión, de manera que llene vacíos e impermeabilice un espesor alrededor del túnel revestido. Esto debe realizarse con base en un patrón de diseño establecido.

Con el tratamiento de inyecciones de lechada agua-cemento, se deben alcanzar dos objetivos primordiales:

1. Obtener un apoyo de la roca al concreto de revestimiento
2. Proteger el concreto de revestimiento del ataque de las aguas subterráneas ácidas sobre el cemento. Esto sucede muy pocas veces.

La división para el tratamiento de inyección esta dada por la calidad del agua y por la presencia de infiltraciones importantes y a la calidad de la roca, en cuanto al grado de fisuramiento.

El tratamiento se realiza inicialmente con aureolas en cruz y en equis intermedia; concluida esta fase, se reforzarán las aureolas con el patrón inverso al utilizado. Se debe verificar la eficacia del tratamiento, que de ser negativo requiere un análisis posterior para la decisión pertinente. Con antelación a la inyección se deben hacer ensayos de permeabilidad que servirán de base comparativa.

El hecho de realizar múltiples ensayos de permeabilidad antes del inicio de la inyección y durante el proceso, permiten tener bien identificados los puntos críticos, los que serán objeto de tratamientos con inyecciones más intensos, requiriendo de una revisión final con ensayo de agua a presión, en la cual se compruebe una satisfactoria reducción de la permeabilidad.

Las mezclas de inyección normalmente son preparadas en la superficie, en la central de inyección, aquí se dosifican los elementos. Todos los ingredientes se agregan en un mezclador de alta turbulencia, se trata de mantener un tiempo de batida de 4 minutos, lo cual permite mantener la viscosidad más uniforme. Luego la lechada es bombeada al interior del túnel. Para la comunicación se debe disponer de un sistema telefónico, que permite una mejor relación.

En el interior del túnel se debe contar con dos equipos de inyección completos por frente, en cada uno se tiene un recipiente receptor de lechada (agitador), con agitación mecánica, para evitar el asentamiento de las partículas sólidas. La bomba de inyección esta conectada al agitador, por medio de una manguera la lechada es succionada y presurizada en las cámaras, para luego ser impulsada hasta el destino final. La bomba de inyección permite regular la presión, según la respuesta del medio y el rango de presión establecido.

Una vez concluida la inyección, se debe esperar un tiempo prudencial (2 a 3 horas) para retirar el obturador de la boquilla de inyección.

Al hueco inyectado le queda un espacio vacío. Este se rellena con un mortero diseñado para mejorar la adherencia, aplicando un aditivo epóxico. El acabado final requiere del uso de un esmeril de aire comprimido con piedra de grano grueso.

Con el avance de las distintas etapas de inyección (relleno, cosido, de piso y otros) se deben realizar pruebas de permeabilidad, para ir midiendo la eficacia del tratamiento, estos ensayos se inician al seleccionar un punto para ejecutar la prueba, se perfora un hueco con perforadora rotativa al diamante, con extracción de núcleos, también se puede usar percusión pero no es lo deseable.

Entonces se procede a empacar con un obturador a la profundidad establecida, para probar el tramo determinado a distintas presiones.

Resultados

El modelo que se desarrolla en este proyecto intenta generar diferentes escenarios para la estimación de costos de construcción de un túnel para la conducción de agua a presión para la generación de energía.

Este modelo esta basado en los métodos más utilizados por el Instituto Costarricense de Electricidad para la construcción de sus proyectos.

Se ha elaborado utilizando una hoja electrónica, específicamente Excel de Microsoft Office, en su versión para el sistema operativo Windows XP, esto por cuanto este tipo de hojas son de uso común y permiten una fácil comprensión de las operaciones realizadas.

El modelo esta compuesto por las siguientes hojas:

1. Resumen

En esta hoja se establece un listado de cada una de las actividades principales, desglosadas en el tipo de soporte temporal, tipo de revestimiento y proceso de inyección, mostrando las cantidades de obra a ejecutar, su costo unitario y subtotales por actividad y el gran total del proyecto.

2. Excavación

Aquí se realiza la estimación de los tiempos de duración para cada uno de los tipos de soporte temporal que requiere el proyecto, y se determinan los ciclos de excavación, el tipo de equipos de perforación y extracción de escombros que se utilizara.

Finalmente se realiza la suma total del tiempo que toma la excavación completa del túnel, se puede analizar la excavación utilizando un frente, dos frentes o cuatro frentes con la excavación adicional de una ventana que sirve de acceso a los dos frentes internos.

En ésta como en las siguientes hojas es necesario introducir algunos datos básicos, cuyas celdas de inserción están identificadas por el fondo color celeste y el color de fuente es azul oscuro.

3. Revestimiento

Como en el caso anterior se quiere determinar el tiempo total de la aplicación del revestimiento, utilizando para el mismo el análisis de dos métodos, el primero es la chorrea por tramos y el segundo la chorrea continua.

La selección de cual sistema dependerá de que criterio sea el que tenga prioridad, el menor costo o el menor tiempo, sin embargo la condición ideal involucra ambas consideraciones, es decir el menor costo en el menor tiempo.

4. Inyección

Aquí se debe indicar cuales serán los procesos de inyección que se aplicarán, de relleno, cosido, de piso y otros, definiendo para cada una la cantidad de cemento, el número y longitud de perforaciones, para así obtener el tiempo de duración de cada una de las actividades y la duración total del proceso.

5. Mano de obra

Esta hoja presenta un resumen de la mano de obra a utilizar para cada uno de los procesos, excavación, revestimiento e inyección, se deben establecer algunas condiciones tales como remuneración, cargas sociales, viáticos y bonificaciones del personal. Los costos para esta y todas las demás actividades se establecen en dólares de los Estados Unidos al tipo de cambio oficial del día en que se realice el análisis.

6. Materiales

Se presenta un resumen de los materiales a utilizar en los tres procesos mencionados, y se incluyen el monto a cancelar por impuestos y transporte.

La cantidad de materiales a utilizar esta basada en consumos que se han podido establecer, en algunos casos basados en informes de ejecución de proyectos anteriores y en otros casos en la experiencia del personal que se ha desempeñado durante muchos años en el campo de la construcción de túneles.

7. Equipos

Es similar a la hoja anterior, ya que se establecen los equipos a utilizar en el proyecto, desglosándolos para cada una de las tres principales actividades, la estimación de los costos se hace basándose en los tiempos de duración de cada actividad en días, para los casos en que los equipos sean propios o se piense en un alquiler se asignan tarifas diarias y en otros casos en que se comprueba más económico, se considera la compra del equipo.

Descripción del Túnel del P. H. Cariblanco

El túnel del P. H. Cariblanco tiene una longitud total de 6878 m. La sección de excavación es una herradura con un diámetro de 3.70 m verticalmente y 3.70 m horizontalmente. El piso de excavación de la herradura es plano con 2.49 m de ancho, luego de colocar los arcos del soporte inicial. El diámetro interno es de 2.7 m constante a lo largo de toda la conducción. La cobertura máxima es de 275 m.

Para su construcción, el túnel tiene una ventana. La ventana se halla en la estación 3350 y tiene 400 m de longitud con pendiente de 0.5 %. La ventana divide al túnel en cuatro frentes de excavación, que permiten construir el túnel por cuatro frentes, de los cuales el mayor tiene una longitud de 2 340 m.

El trazado vertical presenta pendientes relativamente suaves. El nivel de piso en el inicio del túnel es la elevación 830 msnm y su pendiente hasta la ventana 2 es de 1.1 %. El nivel de piso en el punto de intersección con la ventana es la elevación 783 msnm. En ese punto hay un cambio de pendiente por razones constructivas. La longitud de este tramo es de 1360 m con pendiente de 0.802 % hacia la ventana. El cambio de pendiente requiere que un pozo de ventilación de 111 m de profundidad deba perforarse antes de iniciar los últimos 1110 m, los cuales tienen una pendiente de 0.5%. El nivel de piso en el punto del pozo de ventilación es la elevación 806.55 msnm.

El caudal al inicio del túnel es de 15.83 m³/s, proveniente de la toma de aguas en el río Sarapiquí, que representa el 70% del total. La velocidad del agua en este tramo es de 2.61 m/s En la estación 3350 se halla el pozo Cariblanco y el túnel de conexión que adiciona el caudal captado en las tomas de los ríos Cariblanco y Quicuyal. El caudal que baja por este pozo es de 5 m³/s y representa el 22.4 % del total captado, con una velocidad de 0.87 m/s. Luego de sumar este aporte el caudal en el túnel es de 20.88 m³/s, para una velocidad del agua de 3.65 m/s. El caudal captado en la toma del río María Aguilar ingresa a la conducción aguas abajo del portal de salida, por lo que el túnel no transporta el total del caudal de diseño en ningún punto. La siguiente tabla muestra las longitudes, diámetros y espesores del túnel.

Cuadro 4: Túnel P. H. Cariblanco

Longitud total de excavación:	**6 878.00**	**m**
Soporte temporal:		
Roca desnuda:	0.00	m
Roca desnuda con Pernos de Anclaje:	2 857.20	m
Roca desnuda con Concreto Lanzado:	0.00	m
Roca desnuda con Concreto Lanzado y Pernos:	1 148.80	m
Roca desnuda con Arcos de Acero @ 1,00 m	0.00	m
Roca desnuda con Arcos de Acero @ 1,25 m	1 432.20	m
Roca desnuda con Arcos de Acero @ 1,50 m	0.00	m
Roca desnuda con Arcos de Acero y Concreto Lanzado	1 439.80	m
Radio de la corona:	1.85	m
Radio de la pata:	3.70	m
Altura de la sección:	1.80	m
Ancho de piso:	2.77	m
Area de sección teórica:	11.60	m
Longitud de revestimiento:	**5 500.00**	**m**
Revestimiento de concreto:	2 850.00	m
Revestimiento de concreto reforzado:	2 650.00	m
Revestimiento de concreto con blindaje:	978.00	m
Diámetro teórico interno:	3.00	m
Espesor de revestimiento:	0.35	m
Longitud de inyección:	**5 500.00**	**m**

Fuente: Estudio de Factibilidad del P. H. Cariblanco

Criterios de diseño

Excavación

Por las características de la geología el túnel será excavado por el método convencional “drill and blast” utilizado por el ICE en otros proyectos. El caudal de diseño de 22.5 m³/s, determina que el túnel sea excavado con el diámetro mínimo constructivo, en el cual depende del equipo de excavación que adquiera el ICE.

Concreto de revestimiento

El espesor del revestimiento es de 35 cm y será reforzado en las zonas de anomalías geológicas o donde la cobertura de roca así lo determine. En aquellas zonas donde la calidad de roca lo requiera, se colocarán arcos, concreto lanzado y malla, el espesor del revestimiento quedará de 35 cm; en su defecto aquellos tramos donde la calidad de roca es superior se colocarán pernos o roca desnuda, por lo tanto el espesor de revestimiento será de 50 cm. El espesor del piso es de 35 cm en toda la longitud. Se estima que el revestimiento deberá llevar acero de refuerzo en una longitud de 2650 m.

Diámetro interno

El diámetro interno queda definido por dos restricciones:

1. El diámetro mínimo de excavación
2. El espesor mínimo de revestimiento

Sobre el primer punto se ha investigado en el mercado equipo para este fin y se ha definido que el equipo a adquirirse no debe tener un diámetro de excavación menor.
En cuanto al espesor del revestimiento, de acuerdo con el sistema constructivo el espesor mínimo que debe tener el revestimiento es de 35 cm, de lo contrario dificulta el proceso de colocación del concreto.
De esta manera, el diámetro interno queda definido por razones constructivas más que por razones económicas.

Inyecciones

Se toman en cuenta las inyecciones de la corona y cosido, las cuales dependen del diámetro de excavación y se realizan en toda la longitud del túnel.

Análisis de Resultados

Se realizaron cuatro diferentes análisis, combinando los tipos de barrenación posible, manual y utilizando jumbo, y además a cada uno de esto se le combino con alguno de los métodos de extracción de escombros, ya sea utilizando equipo de llantas de hule o equipo sobre vía férrea.

Luego de una revisión de las tablas resumen para cada actividad se puede determinar que la decisión final estará basada en dos características, el tiempo de excavación y costo total final del túnel.

El método que menor tiempo tomará es el barrenación con jumbo y extracción con equipo de vía férrea, sin embargo el costo total del proyecto es superior en $360 688.28 dólares que la opción de barrenación con jumbo y extracción con equipo de llantas, esta diferencia en el costo se basa primordialmente en la diferencia de costo de los equipos de extracción, ya que los equipos de vía férrea tiene un mayor costo que los equipos de llantas de hule.

Debido a la pequeña diferencia en costo y en el tiempo, las cuales en realidad no son representativas, la elección se basaría a cual de los sistemas de extracción se considera más confiable, que como se mencionó anteriormente la tendencia mundial es hacia la utilización de equipos de llantas de hule para la extracción, por lo tanto podríamos escoger la opción 3.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Cuadro 5: Resultados obtenidos para las opciones de excavación, revestimiento e inyección analizadas para el túnel de P. H. Cariblanco

No.	Método	Tiempo de Excavación	Costo Total del Túnel
1	Barrenación Manual y Equipo Llantas de Hule	390 días	$25 222 788.06
2	Barrenación Manual y Equipo de Vía Férrea	371 días	$25 764 202.85
3	Jumbo y Equipo Llantas de Hule	302 días	$22 872 647.20
4	Jumbo y Equipo de Vía Férrea	286 días	$23 233 335.48

Conclusiones

No se puede definir un esquema de excavación rígido, sólo una forma básica, que debe ser flexible a diferentes cambios que se dan en el ciclo de excavación. Es muy importante que la persona que use este modelo tenga conocimientos sobre excavación de túneles, pues se requiere de experiencia para definir las variables que utiliza el modelo.

Lo que este modelo intenta es generar, en un corto plazo, algunos escenarios de forma ágil, permitiendo la introducción de variantes que con otras formas de cálculo requerirían muchas horas de trabajo para la obtención de resultados. Es así como se pueden realizar variantes en la sección del túnel, los tipos de soporte temporal y revestimiento, longitud y distribución de los mismos, procesos de inyección, condiciones de remuneración y bonificación del personal y los equipos a utilizar. De hecho se puede determinar la sensibilidad del proyecto a variaciones en el diámetro, espesor del revestimiento, equipos y otras variables, estableciendo un rango de valores aceptables, ofreciendo una herramienta muy efectiva para encontrar un túnel eficiente.

En algunos casos no se ha podido establecer una relación adecuada para la estimación de tiempos, por lo que se procedió a seleccionar valores constantes que se obtienen de la experiencia del personal en la construcción de las diferentes obras.

Para cada una de las actividades ya sea excavación, revestimiento e inyección es indispensable contar con un profesional responsable, que este dedicado a la supervisión de la obra a tiempo completo.

Debe considerarse la posibilidad de incorporar dentro de la estimación de los costos, factores relacionados con la geología del sitio, los cuales definen el tipo de soporte temporal y definitivo que se utilizará en la construcción del túnel.

El proceso para estimar los costos en este proyecto, son actividades mínimas que deben ejecutarse, el mismo podría enriquecerse con la realización de análisis de sensibilidad. También se pueden utilizar otros herramientas financieras como el VAN, el TIR y otros con el fin de obtener una visión más precisa de la factibilidad de la obra y el período de recuperación de la inversión.

Finalmente, se debe realizar un seguimiento y un análisis comparativo entre los costos obtenidos al finalizar la construcción de las obras y la estimación realizada con el modelo que se utilizó como base del presupuesto, de esta forma se puede validar cual es la precisión del mismo.

Recomendaciones

Para realizar la estimación con el modelo ya sea en la excavación, revestimiento o inyección es necesario contar con la mayor cantidad de información posible y tener en forma definitiva las características básicas que tendrá el túnel y las técnicas a aplicar.

Para el caso de la inyección se recomienda la utilización de equipos que realicen la dosificación de materiales de las lechadas por peso, para mantener uniformidad en éstas, además se puede realizar el transporte del cemento a granel, lo que resulta en una disminución en el costo.

Es recomendable establecer un formato para la elaboración de informes durante el desarrollo de los trabajos y al realizar el informe final, esto con la intención de facilitar su utilización en la estimación de futuras obras.

Es necesario realizar una identificación de todos los materiales que intervienen en la construcción de un túnel y establecer los consumos, ya que en algunos casos no se tiene clara cual es su función y en la mayoría de los casos analizados se presentan consumos totales a lo largo de todo el período de construcción.

Referencias

1. Megaw T. M. 1988 **Túneles**, **planeación, diseño y construcción**. México: LIMUSA, 355p.

2. Gustafsson R. 1981 **Blasting Technique**. Austria: Dynamit Nobel Wien Gesellschaft, 327p.

3. Portilla Pastor R. 1996 **Planeamiento Constructivo Túnel de Conducción, P. H. Peñas Blancas**. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.

4. Portilla Pastor R. 1992 **Pozo No. 1 y Túnel Horizontal, Informe final de construcción P. H. Toro 2**. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.

5. Mata Jiménez A. 1992 **Modelo para la estimación de costos, rendimientos y tiempos en la excavación de túneles**. Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

6. Solís Barboza A. 2000 **Excavación del Túnel Turrialba y Trinchera, Informe final de construcción, P. H. Angostura**. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.

7. Solís Barboza A. 2000 **Excavación del Tanque de Oscilación y Relleno del Blindaje del Tanque, Informe final de construcción, P. H. Angostura**. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.

8. Solís Barboza A. 2000 **Excavación del Túnel 1 Boca 1, Informe final de construcción, P. H. Angostura**. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.

9. Solís Barboza A. 2000 **Excavación del Túnel 2 Boca 2, Informe final de construcción, P. H. Angostura**. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.

10. Alfaro J. Oscar. **Tratamiento con inyecciones en Túnel de Conducción, Informe final, P. H. Toro 1**. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.

11. Hoek E. **Excavaciones subterráneas en roca.** México: McGraw Hill, 634 p122.

Apéndices

Apéndice No. 1 Barrenación Manual y Extracción con Equipo de Llantas de Hule

P. H. CARIBLANCO
RESUMEN DE COSTOS
TUNEL DE CONDUCCION

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIOS TOTALES ($) DOLARES USA	
			Unitario	Total
Instalaciones provisionales				
Frente 1	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Frente 2 (Incluye bodega explosivos y fulminantes)	479,00	m^2	$120,00	$57.480,00
Ventana	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Subtotal:				**$102.964,83**
Portal de Entrada				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Salida				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Ventana				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Excavación de Túnel				
Roca Desnuda:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Pernos de Anclaje:	2.857,20	m	$1.574,74	$4.499.343,53
Roca Desnuda con Concreto Lanzado:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Concreto Lanzado y Pernos:	1.148,80	m	$2.478,44	$2.847.226,96
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,00 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,25 m:	1.432,20	m	$1.697,58	$2.431.280,97
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,50 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero y Concreto Lanzado:	1.439,80	m	$2.137,67	$3.077.817,57
Subtotal:	**6.878,00**			**$12.855.669,04**
Revestimiento del Túnel				
Concreto	2.850,00	m	$1.400,78	$3.992.215,99
Concreto Reforzado	2.650,00	m	$1.400,78	$3.712.060,48
Subtotal:	**5.500,00**			**$7.704.276,48**
Inyección del Túnel				
Relleno de Contacto (RC)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Cosido Concreto Roca (CCR)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Tratamiento de Piso (TP)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Otros (1)	0,00	m	$266,45	$0,00
Otros (2)	0,00	m	$266,45	$0,00
Subtotal:				**$4.396.480,08**
COSTO TOTAL				**$25.222.788,06**

Apéndice No. 2 Barrenación Manual y Extracción con Equipo de Vía Férrea

P. H. CARIBLANCO
RESUMEN DE COSTOS
TUNEL DE CONDUCCION

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIOS TOTALES ($) DOLARES USA	
			Unitario	Total
Instalaciones provisionales				
Frente 1	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Frente 2 (Incluye bodega explosivos y fulminantes)	479,00	m^2	$120,00	$57.480,00
Ventana	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Subtotal:				**$102.964,83**
Portal de Entrada				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Salida				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Ventana				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Excavación de Túnel				
Roca Desnuda:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Pernos de Anclaje:	2.857,20	m	$1.310,12	$3.743.266,44
Roca Desnuda con Concreto Lanzado:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Concreto Lanzado y Pernos:	1.148,80	m	$1.965,99	$2.258.529,04
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,00 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,25 m:	1.432,20	m	$1.676,17	$2.400.610,63
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,50 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero y Concreto Lanzado:	1.439,80	m	$2.158,54	$3.107.871,89
Subtotal:	**6.878,00**			**$11.510.278,00**
Revestimiento del Túnel				
Concreto	2.850,00	m	$1.218,10	$3.471.572,90
Concreto Reforzado	2.650,00	m	$1.218,10	$3.227.953,75
Subtotal:	**5.500,00**			**$6.699.526,66**
Inyección del Túnel				
Relleno de Contacto (RC)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Cosido Concreto Roca (CCR)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Tratamiento de Piso (TP)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Otros (1)	0,00	m	$266,45	$0,00
Otros (2)	0,00	m	$266,45	$0,00
Subtotal:				**$4.396.480,08**
COSTO TOTAL				**$22.872.647,20**

Apéndice No. 3 Barrenación con Jumbo y Extracción con Equipo de Llantas de Hule

P. H. CARIBLANCO
RESUMEN DE COSTOS
TUNEL DE CONDUCCION

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIOS TOTALES ($) DOLARES USA	
			Unitario	Total
Instalaciones provisionales				
Frente 1	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Frente 2 (Incluye bodega explosivos y fulminantes)	479,00	m^2	$120,00	$57.480,00
Ventana	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Subtotal:				**$102.964,83**
Portal de Entrada				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Salida				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Ventana				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Excavación de Túnel				
Roca Desnuda:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Pernos de Anclaje:	2.857,20	m	$1.643,51	$4.695.835,32
Roca Desnuda con Concreto Lanzado:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Concreto Lanzado y Pernos:	1.148,80	m	$2.642,21	$3.035.376,44
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,00 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,25 m:	1.432,20	m	$1.779,27	$2.548.271,56
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,50 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero y Concreto Lanzado:	1.439,80	m	$2.265,62	$3.262.044,93
Subtotal:	**6.878,00**			**$13.541.528,25**
Revestimiento del Túnel				
Concreto	2.850,00	m	$1.374,51	$3.917.367,52
Concreto Reforzado	2.650,00	m	$1.374,51	$3.642.464,53
Subtotal:	**5.500,00**			**$7.559.832,05**
Inyección del Túnel				
Relleno de Contacto (RC)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Cosido Concreto Roca (CCR)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Tratamiento de Piso (TP)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Otros (1)	0,00	m	$266,45	$0,00
Otros (2)	0,00	m	$266,45	$0,00
Subtotal:				**$4.396.480,08**
COSTO TOTAL				**$25.764.202,85**

Apéndice No. 4 Barrenación con Jumbo y Extracción con Equipo de Vía Férrea

P. H. CARIBLANCO
RESUMEN DE COSTOS
TUNEL DE CONDUCCION

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIOS TOTALES ($) DOLARES USA	
			Unitario	Total
Instalaciones provisionales				
Frente 1	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Frente 2 (Incluye bodega explosivos y fulminantes)	479,00	m^2	$120,00	$57.480,00
Ventana	380,00	m^2	$59,85	$22.742,41
Subtotal:				**$102.964,83**
Portal de Entrada				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Salida				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Portal de Ventana				
Estabilización de taludes (CL+M+P)	1.750,00	m^2	$31,12	$54.465,88
Subtotal:				**$54.465,88**
Excavación de Túnel				
Roca Desnuda:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Pernos de Anclaje:	2.857,20	m	$1.340,88	$3.831.160,27
Roca Desnuda con Concreto Lanzado:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Concreto Lanzado y Pernos:	1.148,80	m	$2.065,23	$2.372.532,04
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,00 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,25 m:	1.432,20	m	$1.745,15	$2.499.402,14
Roca Desnuda con Arcos de Acero @ 1,50 m:	0,00	m	$0,00	$0,00
Roca Desnuda con Arcos de Acero y Concreto Lanzado:	1.439,80	m	$2.277,88	$3.279.697,10
Subtotal:	**6.878,00**			**$11.982.791,54**
Revestimiento del Túnel				
Concreto	2.850,00	m	$1.197,76	$3.413.627,09
Concreto Reforzado	2.650,00	m	$1.197,76	$3.174.074,31
Subtotal:	**5.500,00**			**$6.587.701,40**
Inyección del Túnel				
Relleno de Contacto (RC)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Cosido Concreto Roca (CCR)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Tratamiento de Piso (TP)	5.500,00	m	$266,45	$1.465.493,36
Otros (1)	0,00	m	$266,45	$0,00
Otros (2)	0,00	m	$266,45	$0,00
Subtotal:				**$4.396.480,08**
COSTO TOTAL				**$23.233.335,48**

Anexos

Anexo No. 1 Sistema de clasificación RMR

Cuadro 6: Clasificación de la resistencia de roca inalterada de Deere y Miller

Descripción	***Resistencia a la compresión uniaxial***			***Ejemplos de roca característica***
	lbf/pulg²	*Kgf/cm²*	*Mpa*	
Resistencia muy baja	150-3 500	10-250	1-25	Yeso, sal de roca
Resistencia baja	3 500-7 500	250-500	25-50	Carbón, limolita, esquisto
Resistencia media	7 500-15 000	500-1 000	50-100	Arenisca, pizarra, lutita
Resistencia alta	15 000-30 000	1 000-2000	100-200	Marmól, granito, gneiss
Resistencia muy alta	> 30 000	> 2 000	> 200	Cuarcita, dolerita, gabro, basalto

Cuadro 7: Clasificación de Deere para el espaciamiento de fisuras

Descripción	***Espaciamiento de fisuras***		***Apreciación de la roca***
Muy separado	> 3.00 m	> 10.00 pies	Sólida
Separado	1.00 m a 3.00 m	3.00 pies a 10.00 pies	Masiva
Medianamente cerca	0.30 a 1.00 m	1.00 pie a 3.00 pies	Bloques junteados
Cerca	50 mm a 300 mm	2.00 pulg a 1.00 pie	Fracturada
Muy cerca	< 50 mm	< 2.00 pulg	Triturada y molida

Cuadro 8: Clasificación geomecánica de macizos de roca fisurada

A. Clasificación de los parámetros y su evaluación.

Parámetro				**Escala de valores**						
1	Resistencia de la roca inalterada	Indice de la carga de punta		> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de la resistencia a la compresión uniaxial		
		Resistencia a compresión uniaxial		> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Valuación			15	12	7	4	2	1	0
2	Calidad de corazones explosión, RQD			90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Valuación			20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de juntas			> 3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50 mm		
	Valuación			30	25	20	10	5		
4	Estado de las fisuras			Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm paredes de roca dura	Superficies algo rugosas. Separación < 1 mm paredes de roca suave	Superficies pulidas o relleno < 5 mm Espaciamiento o fisuras abiertas 1-5 mm Fisuras continuas	Relleno blando < 5 mm ó Fisuras abiertas < 5 mm Fisuras continuas		
	Valuación			25	20	12	6	0		
5	Aguas subterráneas	Cantidad de infiltración losio m de túnel		Ninguna		< 25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación	Presión de agua o en la fisura / Esfuerzo principal o mayor	Cero		0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Situación general		Totalmente seco		Sólo húmedo (agua de intersticios)	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua		
	Valuación			10		7	4	0		

B. Ajuste en la valuación por orientación de fisuras.

Orientación de rumbo y echado de fisuras		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C. Clasificación de rocas según el total de valuación.

Valuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena roca	Buena roca	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala

D. Significado de la clasificación del macizo rocoso.

Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Tiempo medio de sostén	10 años para claro de 5 m	6 meses para claro de 4 m	1 semana para claro de 3 m	5 horas para claro de 15 m	10 minutos para claro de 0.50 m
Cohesión de la roca	> 300 KPa	200-300 KPa	150-200 KPa	100-150 KPa	< 100 KPa
Angulo de fricción de la roca	> 45 °	40°-45°	35°-40°	30°-35°	< 30°

Cuadro 9: El efecto del rumbo y el echado de las fisuras en los túneles.

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Echado de 0-20° Independiente del rumbo
Penetración en el sentido del rumbo		Penetración contra el rumbo				
Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Anexo No. 2 Estudio Geológico y Geotécnico de la línea de conducción del P. H. Cariblanco

INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD
UEN PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO SERVICIO DISEÑO

5

GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

PROYECTO HIDROELÉCTRICO CARIBLANCO

Prepararon:

GEÓL. JOSÉ FABIO MORERA LOBO
Área Ingeniería Geológica

ING. RODOLFO JENKINS MONGE
ING. EDGAR LOAIZA MONTOYA
Área Ingeniería Geotécnica

FEBRERO ***2002***

5.7 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

5.7.1 GEOLOGÍA

5.7.1.1 EXPLORACIÓN REALIZADA

En la investigación de la línea de conducción se contó con:

A-levantamiento geológico regional de la hoja topográfica Poás, escala 1:5000 No. 3346 del Instituto Geográfico Nacional, trabajo efectuado por el Geol. Gerardo Soto.
B-Levantamiento geológico del proyecto Hidroeléctrico Cariblanco, escala 1:10000, Planta fotogramétrIca de Aerotopo, trabajo efectuado por el Dr. Guillermo Alvarado y el Geól. José Fabio Morera.
C-Fotointerpretación de fotografías aéreas escala 1:60000 del P.H. Cariblanco con el trazo de alineamientos fotogeológicos del proyecto.
D-Prospección geoléctrica de la línea centro de conducción, a excepción del tramo entre las estaciones 1+974 - 2+206, donde no se ejecutó por la vegetación agreste y abrupta temperatura en este tramo.
E-9 perforaciones con rotación al diamante, cercanas a la línea de conducción ejecutadas en esta campaña de investigación, más una de la campaña anterior, correspondiente al P.H. Laguna Hule (PHL-16TUN), la cual queda al inicio de la tubería de presión, para un total de 1205.55 m perforados. En algunas de estas perforaciones fue posible realizar algunos ensayos de permeabilidad. Además se realizaron algunos ensayos de deformabilidad con el equipo Goodman Jack.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las perforaciones realizadas.

Nombre de perforación	Lugar	Ubicación		Elevación (msnm)	Profundidad (m)
		Norte	Este		
PHL-16TUN	Tramo 1 tubería alta presión	254075.00	515997.51	735.21	85.75
PHC-23TON	Tanque de oscilación	253957.49	515737.77	791.51	70.00
PHC-24TUN	Túnel 4+260	250441.96	515901.98	887.76	125.70
PHC-25TUN	Túnel PI-B 5+350	251361.58	515328.39	921.22	180.70
PHC-26PMA	Túnel 6+440	252499.61	515282.44	815.86	80.00
PHC-27EMA	Túnel 6+165	252181.13	515341.90	851.54	100.00
PHC-28TUN	Túnel 1+350	247943.37	517377.80	1052.57	275.45
PHC-29TUN	Túnel 2+650	249115.23	516742.23	871.29	126.00
PHC-31PSA	Toma Río Sarapiquí 0+000	247304.50	518268.10	854.67	60.45
PHC-34PCA	Pozo aducción Cariblanco y Quicuyal 3+675	249900.79	516035.02	843.96	105.50

Los gráficos de cada perforación pueden verse en (Morera, J. 2000)

5.7.1.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Litología

El Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco, está asentado en materiales de origen volcánico (ver lámina 5.12), por lo tanto las diferentes litologías que atravesará la "línea de conducción" corresponden a este mismo origen.

La obra interceptará las unidades estratigráficas Río Sarapiquí, Paleo Poás, Congo, Sedimentos Fluviales Epiclásticos y Piroclásticos Inconsolidados (ver láminas 5.13 y 5.14).

I. Unidad Río Sarapiquí

La subunidad río Sarapiquí Inferior está representada en la perforación PHC-28TUN por un espesor mínimo de 58 m, cuya litología la presentan dos secuencias de coladas de lava En ambas lavas se tienen secuencias intercaladas de brechas volcánicas, tobas y tobas de lapilli

La subunidad río Sarapiquí superior consiste en depósitos volcaniclásticos, representados por alternancias de tobas de lapilli, brechas volcánicas y tobas laminadas Las tobas se pueden presentar masivas hasta estratificadas con laminación paralela o inclinada.

II. Unidad Paleo-Poás

Las perforaciones PHC-24TUN, PHC-25TUN, PHC-28TUN Y PHC-29TUN, la caracterizan muy bien como una serie de coladas de lava con espesores entre 2,3 m y 2,5 m, usualmente con brechas constituidas por fragmentos angulares a subangulares de lavas centimétricas hasta decimétricas (63 cm de diámetro máximo). Las coladas inferiores (PHC-28TUN) son masivas, localmente vesiculares (grandes, alargadas y esféricas).

La parte superior de esta unidad está conformada por depósitos laháricos compactados, los cuales adquieren un aspecto de una brecha volcánica de poca a bien compactada.

III. Unidad Congo

En esta zona se presenta como depósitos piroclásticos y epiclásticos, junto con escasas y delgadas coladas de lavas basálticas.

IV. Unidad sedimentos fluviales y epiclásticos inconsolidados

Se presentan como cenizas y lahares con depósitos de coluvios y aluvión. La conducción por medio de túnel tiene una longitud de 6150 m, a todo lo largo de este mantiene el nivel freático sobre la corona o techo de este.

El nivel freático regional está representado en el perfil geológico-geotécnico de la línea de conducción, corresponden a las elevaciones más bajas medidas en las diferentes perforaciones, durante la campaña geológica anterior.

En las mediciones efectuadas en las perforaciones, se logró detectar la existencia de fluctuaciones en el nivel freático regional para la parte de túnel, que alcanzó valores máximos de hasta 7.50 m (PHC-34PCA) y mínimos de 2.30 (PHC-28TUN).

También se determinó que existe una serie de niveles freáticos colgados (superiores). Definidos por paleosuelos o contactos quemados.

Estructuras geológicas

Existen cuatro diferentes fuentes de información, que suministran datos sobre la existencia de rasgos estructurales, los cuales en algunos casos podrían obedecer a fallas geológicas, que estarían interceptadas por la línea de conducción. Estas son:

a- Planta Geología Regional Hoja Poás (1:50 000 - G. Soto, lámina 5.1), que marca cuatro fallas, las cuales prolongándolas algunas de ellas en varios metros, la obra las interceptaría.

b- Planta Geológica P. H. Cariblanco (1:10 000 - G. Alvarado y J. F. Morera, lámina 5.12, indica cuatro fallas interpretadas (inferidas) las cuales podrían estar interactuando con el túnel.

c- Alineamientos fotogeológicos - P.H. Cariblanco (1:50 000-J.F. Morera, figura 5.1), donde se fotointerpretan diecinueve alineamientos.

d- Anomalías georesistivas, deducidas de la prospección geoeléctrica.

En cuanto a la investigación geofísica, los valores resistivos a nivel de túnel son correlacionados con los diferentes materiales aflorantes en la zona y con los descritos en las perforaciones efectuadas a lo largo de éste. Así mismo este tipo de investigación permitió la determinación de un toral de 21 anomalías resistivas en toda la línea túnel de las cuales 19 cortan el túnel, 2 de ellas no llegan a la elevación (no lo intersecan), una gran mayoría de éstas están correlacionadas con los alineamientos fotogeológicos.

5.7.2 GEOTECNIA

5.7.2.1 EXPLORACIÓN REALIZADA

De las perforaciones realizadas en línea de túnel se aprovecharon las 6 que aparecen en la siguiente tabla para obtener muestras y caracterizar el tramo de roca a la profundidad a que atraviesa el túnel.

Perforación	Estación	Elevación	Profundidad (m)	Prof. Túnel (m)	Material nivel túnel
PHC28TUN	1+155	1052.57	275.45	232.50	Toba brechosa
PHC29TUN	2+443	871.29	126.00	65.47	Lava brechosa
PHC34TUN	3+460	843.96	105.50	45.67	Lahar
PHC24TUN	4+040	887.76	125.70	76.42	Lava sana
PHC25TUN	5+131	921.22	180.70	112.33	Brecha làvica
PHC27EMA	5+945	851.54	100.00	46.53	Lahar

Para la estimación de los parámetros geomecánicos y propiedades índice de roca intacta para los diferentes materiales presentes a lo largo de la línea de túnel, se realizó un muestreo sistemático de las perforaciones con el fin de realizar ensayos en el laboratorio. Adicionalmente, se consideraron los ensayos realizados durante la campaña de investigación del P.H. Laguna Hule, la cual consta de 22 perforaciones, dado que este proyecto se encuentra ubica en la misma zona geográfica y atraviesa las mismas litologías presente en el P.H. Cariblanco.

Se realizaron 62 ensayos Goodman jack durante la campaña de investigación de campo de los proyectos Laguna Hule y Cariblanco.

Al momento de redactar este informe la conducción del proyecto inicia en túnel a partir de la estación 0+000 hasta la estación 6+150. Entre las estaciones 0+250 (PIA) y 0+948.50 (PIB), el diseño actual es diferente al analizado en el informe geológico de factibilidad. Para el análisis de la definición del soporte temporal, se traslado el perfil geológico analizado en el informe de factibilidad geológico a la nueva ubicación, dado que se considera que las condiciones geológicas son muy similares.

5.7.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS

A. Caracterización de la roca intacta

Con la información de los ensayos practicados en ambos proyectos (P.H. Laguna Hule y P.H. Cariblanco), se generó una base de datos con la información. En total se analizaron 379 compresiones in confinadas, 64 tracciones brasileñas y 230 ensayos de carga puntual. Para el análisis de la información contenida en la base de datos, se clasificaron los tipos de material en 7 unidades mapeables geotécnicas:

1. Toba
2. Brecha tobácea
3. Brecha lávica
4. Lava Brechosa
5. Lava Fracturada
6. Lava Vesicular
7. Lava Sana

Se realizó un análisis estadístico de los datos por material y por perforación, de donde se obtuvieron las propiedades índice, el módulo elástico y los valores de

resistencia a la compresión uniaxial y a la tracción para cada material, mismos que se muestran en la siguiente tabla:

Material	σ_c (Kg/cm^2)	E_{50} (Kg/cm^2)	T (Kg/cm^2)	Abs (%)	G_s	G_b	e	γ_d (T/m^3)
Toba	30	5000	2.0	25	1.87	1.49	1.25	1.80
Brecha tobácea	100	23000	14.0	12	2.2	1.90	1.15	1.87
Brecha lávica	300	50000	33.0	4.4	2.37	2.30	1.40	2.12
Lava brechosa	550	80000	59.0	2.6	2.56	2.47	1.05	2.44
Lava fracturada	750	100000	120.0	2.1	2.72	2.70	1.01	2.53
Lava vesicular	550	89000	75.0	1.7	2.58	2.58	1.02	2.48
Lava sana	1350	208000	200.0	1.2	2.72	2.75	1.02	2.61

De acuerdo con la clasificación de Deere (Deere, 1966) para la roca intacta, los materiales presentes en la zona poseen en general módulos relativos bajos y su resistencia varia de muy baja como en el caso de las brechas a media como en el caso de las lavas sanas.

B. Caracterización del macizo rocoso

Para la caracterización del macizo rocoso se realizaron ensayos de deformabilidad "in situ" y se clasificó el material utilizando métodos aceptados de clasificación de macizos rocosos.

En total se realizaron 62 ensayos Goodman Jack durante la campaña de investigación de campo de los proyectos Laguna Hule y Cariblanco. Se analizó la totalidad de los ensayos, dado que ambos están ubicados sobre la misma geología. Los ensayos fueron clasificados por tipo de material, obteniéndose los módulos de deformación para el macizo rocoso que se muestran en la tabla siguiente. Como se observa, no fue posible realizar ensayos de Goodman Jack en todos los tipos de material, debido a la inestabilidad de las paredes y a la existencia de niveles freáticos altos, que impiden operar óptimamente el equipo. Estos se realizaron principalmente en lavas, aunque hay también algunos ensayos en tobas, brechas tobáceas y brechas lávicas.

Material	Rango Presiones 1 (Kg/cm^2)	Modulo E_1 (Kg/cm^2)	Rango Presiones 2 (Kg/cm^2)	Módulo E_2 (Kg/cm^2)	Deformación Permanente (mm)
Toba	< 150	7500	150-270	5000	2.5
Brecha tobácea	< 150	15000	150-270	15000	0.86
Brecha lávica	< 150	13000	150-270	8000	1.57
Lava sana	< 150	40000	150-340	75000	0.18

Donde los módulos E1 y E2 son los módulos de deformación para los rangos de presiones E1 y E2 correspondientemente.

C. Sistema de clasificación RMR

Se aplicó el sistema de clasificación RMR propuesto por Bieniawski en su versión de 1993 (Hoek, 1995). Para ello, se analizaron las perforaciones PHC28TUN, PHC29TUN y PHC24TUN sobre las litologías presentes entre la profundidad a la que se ubica el túnel en cada perforación los 20 metros superiores a la misma.

No fue posible aplicar el método en las perforaciones PHC34TUN, PHC25TUN y PHC27TUN, que aunque se encuentran sobre la línea de túnel, los materiales de estas perforaciones son depósitos lahári cos y brechas volcánicas muy alteradas donde el sistema de clasificación no es aplicable. En la siguiente tabla se detallan los resultados obtenidos de la aplicación del método.

Perforación	Tramo	Material	RMR_{93}	Clasif.	E_m (Kg/ cm2)	C* (Kg/cm^2)	ϕ*
PHC24TUN	69-85	Lava fracturada	53	Tipo III Roca regular	60000	200-300	25-35
PHC29TUN	105-114	Brecha tobácea	28.5	Tipo IV Roca mala	29000	100-200	15-25
PHC29TUN	114-120	Lava sana fracturada	43	Tipo III Roca regular	67000	200-300	25-35
PHC28TUN	181-202	Brecha tobácea	44	Tipo III Roca regular	71000	200-300	25-35

Nota: * Definidos a partir del RMR.

Como dato relevante, se observa que los módulos para el macizo (E_m) propuestos para el RMR no varían mucho con relación a los obtenidos a partir de los ensayos Goodman Jack,

D. Sistema de clasificación Q

Al igual que en el caso del sistema RMR, se aplicó el sistema de clasificación Q, desarollado por el Instituto Noruego de Geotecnia. El sistema fue aplicado en los mismos rangos definidos para el sistema RMR, definido en el punto anterior.

La calidad de la masa rocosa es descrita mediante la obtención del índice Q, a través de la combinación de seis parámetros, según la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{RQD}{Jn} * \frac{Jr}{Ja} * \frac{Jw}{SRF}$$

Donde

RQD: Indice de calidad de la roca
Jn: Número de familias de discontinuidades.
Jr: Número de rugosidad de las discontinuidades.
Ja: Número de alteración de las discontinuidades.
Jw: Factor de reducción por agua en las juntas.
SRF: Factor de reducción por esfuerzos.

En la tabla siguiente se presentan los resultados obtenidos de la aplicación del método Q. En todos los casos se empleó el factor de razón de soporte para la excavación (ESR) de 1.6, correspondiente túneles de conducción de aguas para obras hidroeléctricas. Igualmente, el diámetro equivalente utilizado fue de 2.31 m.

Perforación	Tramo	Material	Familia	Puntaje Q	Cat	Soporte recomendado
PHC24TUN	69-85	Lava fracturada	1	19.8	1	Sin soporte
PHC24TUN	69-85	Lava fracturada	2	10	1	Sin soporte
PHC24TUN	69-85	Lava fracturada	3	6.6	1	Sin soporte
PHC29TUN	105-114	Brecha tobácea	1	0.07	6	Concreto reforzado con fibra y pernos de 9 a 12 metros
PHC29TUN	114-120	Lava sana fracturada	1	3.12	1	Sin soporte
PHC29TUN	114-120	Lava sana fracturada	2	9.37	1	Sin soporte
PHC28TUN	181-202	Brecha tobácea	1	59.4	1	Sin soporte

Es importante anotar que las sugerencias de soporte recomendadas por este sistema, reflejan la experiencia constructiva noruega, cuyos métodos constructivos difieren a los utilizados en nuestro país por el ICE, particularmente en lo que se refiere al concreto lanzado reforzado con fibra de acero. Para el caso en estudio, se han tomado únicamente como referencia para estimar el soporte a utilizar.

Criterio de ruptura

Para definir el criterio de ruptura de cada unidad geotécnica se utilizó el criterio empírico propuesto por Hoek y Brown (Hoek, E y otros, 1995) según la siguiente ecuación:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(\frac{m_b \sigma_3'}{\sigma_c} + S \right)^a$$

Donde

σ_1: es el esfuerzo efectivo principal mayor en la resistencia pico.
σ_3 es el esfuerzo principal menor en la resistencia pico.
m_b: es el valor de la constante m para la masa rocosa.
S y a son constantes que dependen de las propiedades de la roca.
σ_C es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

Para aplicar este criterio únicamente son necesarios tres parámetros:

- La resistencia a la compresión unixial de la roca intacta.
- El valor de la constante m_i para la roca intacta.

- El valor del "índice de resistencia geológica", GSI.

Por medio de una aplicación en Excel, se aplicó el criterio para cuatro de las unidades geotécnicas obteniendo la envolvente de resistencia para el macizo rocoso. Posteriormente, se utilizó la misma para obtener una envolvente en términos de esfuerzo cortante versus esfuerzo normal, y no en términos de esfuerzos principales que es como está expresada la ecuación propuesta por Hoek y Brown. La ecuación obtenida representa el comportamiento de la masa según el criterio de Mohr-Columb, expresada según la siguiente expresión.

$$\tau = C' + \sigma_n Tan(\phi)$$

En la siguiente tabla se presentan lo resultados obtenidos de la aplicación de ambos criterios:

Material	Condición	σ_c (Kg/cm^2)	m_i	GSI	m_b	S	α	C (Kg/cm^2)	ϕ
Lava fracturada	Blocosa	750	19	55	3.81	0.00674	0.5	40	38
Lava fracturada	Muy blocosa	750	19	45	2.66	0.00222	0.5	34	35
Brecha tobácea	blocosa	100	17	60	4.07	0.01174	0.5	5.8	39
Brecha tobácea	Muy blocosa	100	17	38	1.86	0.00102	0.5	14	10
Brecha lávica	Muy blocosa	300	18	55	3.61	0.00674	0.5	16	37

Soporte temporal

Tomando como base las recomendaciones que resultan de los métodos de clasificación de macizos rocosos, la experiencia del ICE en el manejo de excavación de túneles en nuestro medio geológico y la cultura de excavación de túneles existente en el ICE, se hizo una estimación del soporte temporal que debe llevar el túnel de acuerdo al tipo de material que atraviesa. Adicionalmente se tomó muy en cuenta los perfiles de geofísica y geología a lo largo del túnel.

Se definieron 4 tipos básicos de soporte que son utilizados por el ICE con bastante familiaridad:

- Tipo 1. Roca desnuda y/o ocasionalmente pernos
- Tipo 2. Pernos sistemáticos
- Tipo 3. Pernos sistemáticos, concreto lanzado y/o malla electro soldada
- Tipo 4. Viga de acero

A cada tramo de la línea de túnel con un determinado tipo de material por excavar se le asignó por acuerdo entre Geología, Geofísica y Geotecnia un soporte temporal dentro de los 4 mencionados. En los casos de frontera entre dos materiales de

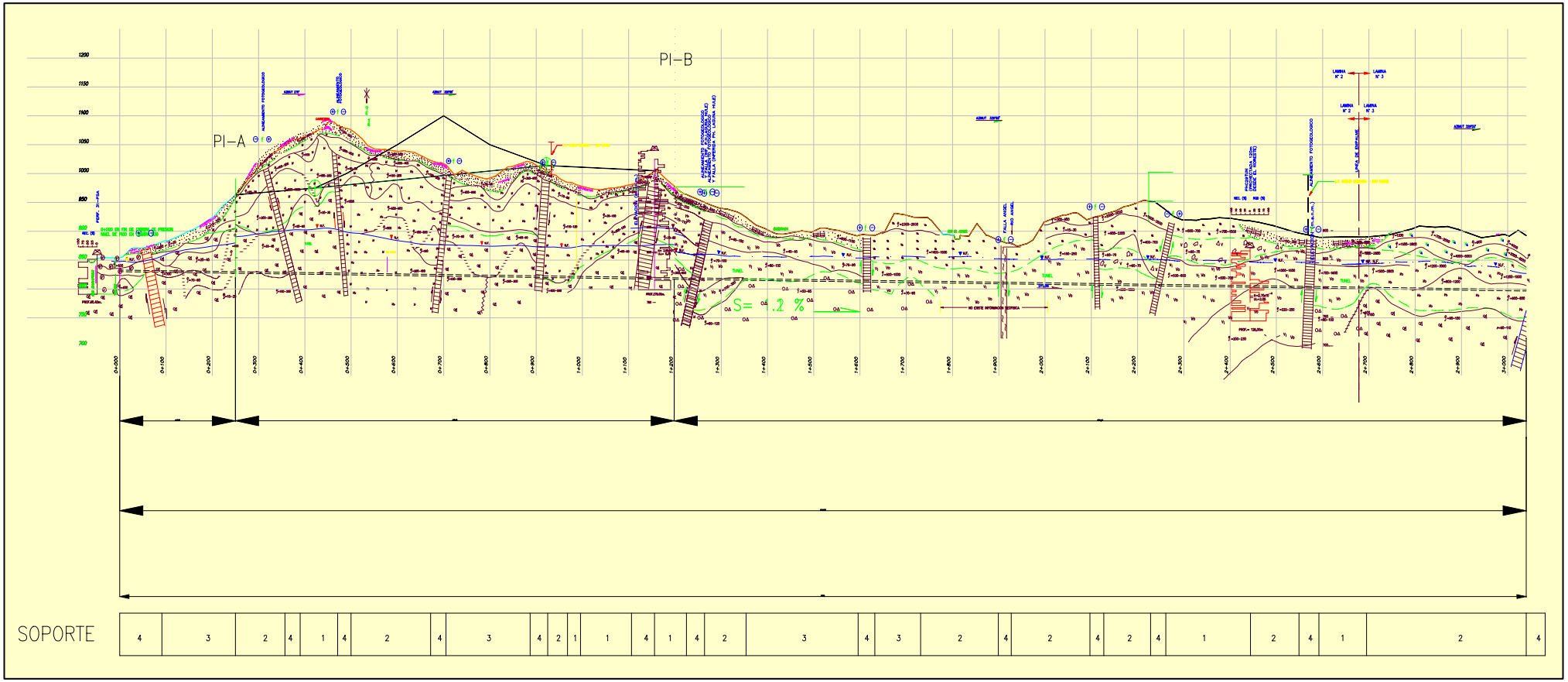
condiciones físicas y mecánicas diferentes, se asumió un criterio conservador, es decir, el túnel atravesará la formación más crítica.

Se asignó el soporte tipo 4 a todas las anomalías geofísicas detectadas, los tramos con poca cobertura o donde el material que atraviesa es un lahar. Esto por cuanto se consideró al lahar como un material con una condición físico-mecánica muy mala. En las láminas 5.13 y 5.14 se muestra un resumen del soporte asignado por estacionamientos, y en la siguiente tabla se indican las longitudes totales que resultaron para cada tipo de soporte.

Tipo	Descripción	Longitud (m)	Porcentaje (%)
1	Roca desnuda y/o ocasionalmente pernos	869	14.1
2	Pernos sistemáticos	1765	28.7
3	Pernos, concreto lanzado y/o malla elect.	850	13.8
4	Arco de acero	2666	43.3

Anexo No. 3 Perfil Geológico y Geotécnico de la línea de conducción del P. H. Cariblanco

MODELO GEOLÓGICO T1-T2



TIPOS DE SOPORTE TEMPORAL

Basada en la clasificación de macizos rocosos de Barton, se distinguen 4 formas de soporte:

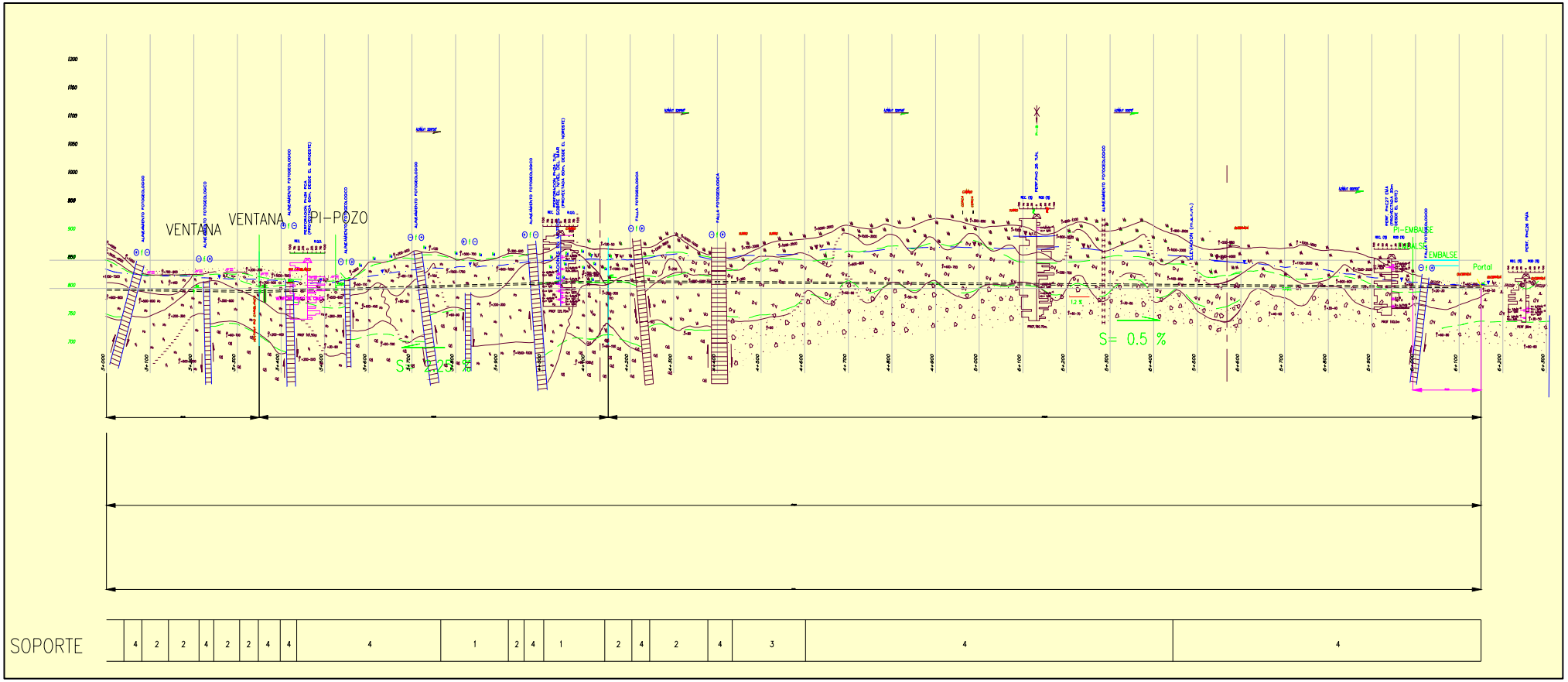
TIPO 1: Roca desnuda y/o pernos ocasionales
TIPO 2: Pernos sistemáticos
TIPO 3: Pernos, concreto lanzado y malla electro soldada
TIPO 4: Arco de acero

T1		
Descripción	**Longitud (m)**	**%**
Lahar	116	28%
Tobas y brechas tobáceas	304	72%

T2B1		
Descripción	**Longitud (m)**	**%**
Tobas y brechas tobáceas	658	57%
Coldas de lava vesiculares y masivas, intercaladas de capas de finas tobas	490	43%

T2B2		
Descripción	**Longitud (m)**	**%**
Tobas y brechas tobáceas	113	6%
Coladas de lava intercaladas de capas finas de tobas	1669	94%

MODELO GEOLÓGICO T3



TIPOS DE SOPORTE TEMPORAL

Basada en la clasificación de macizos rocosos de Barton, se distinguen 4 formas de soporte:

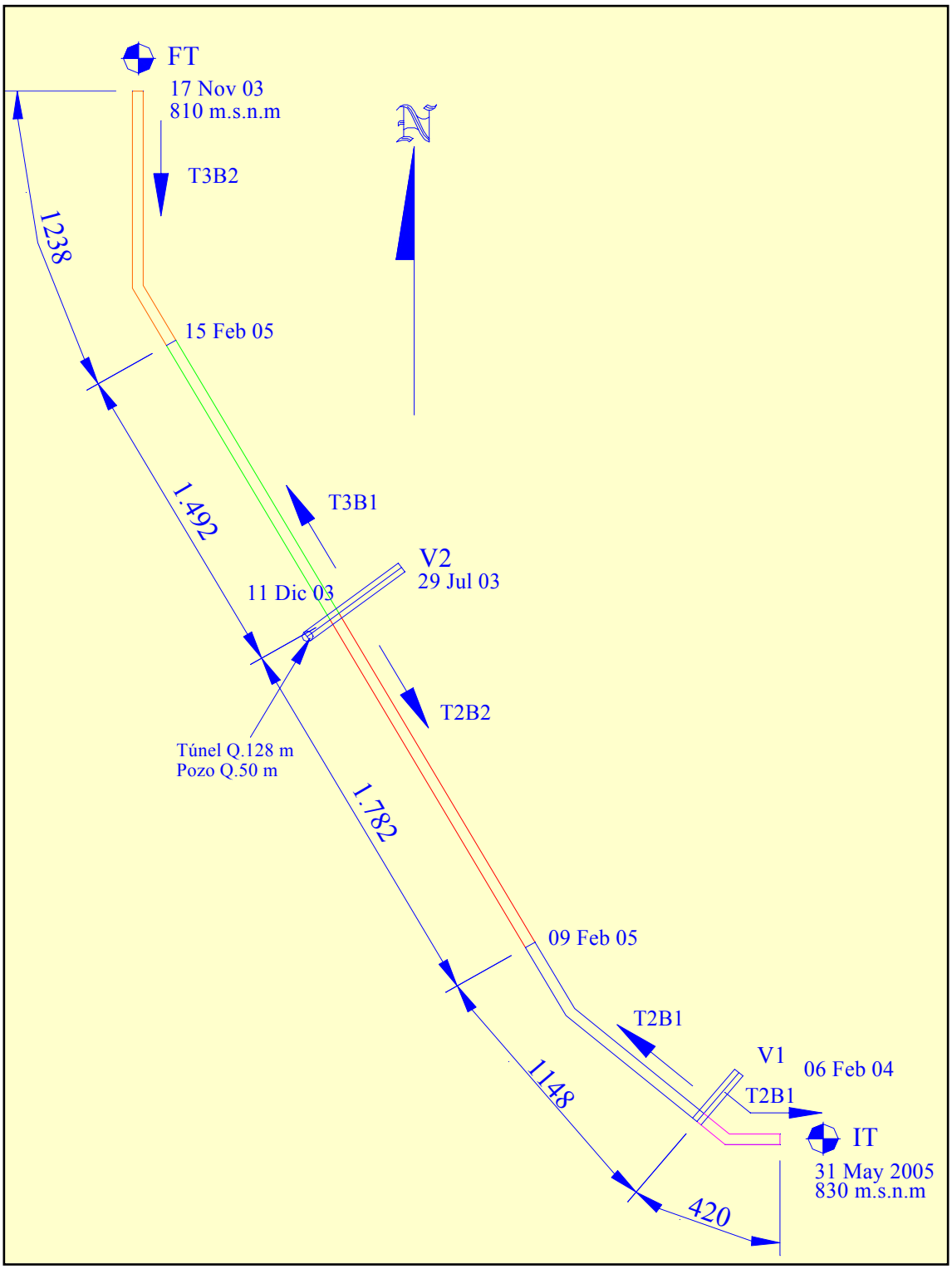
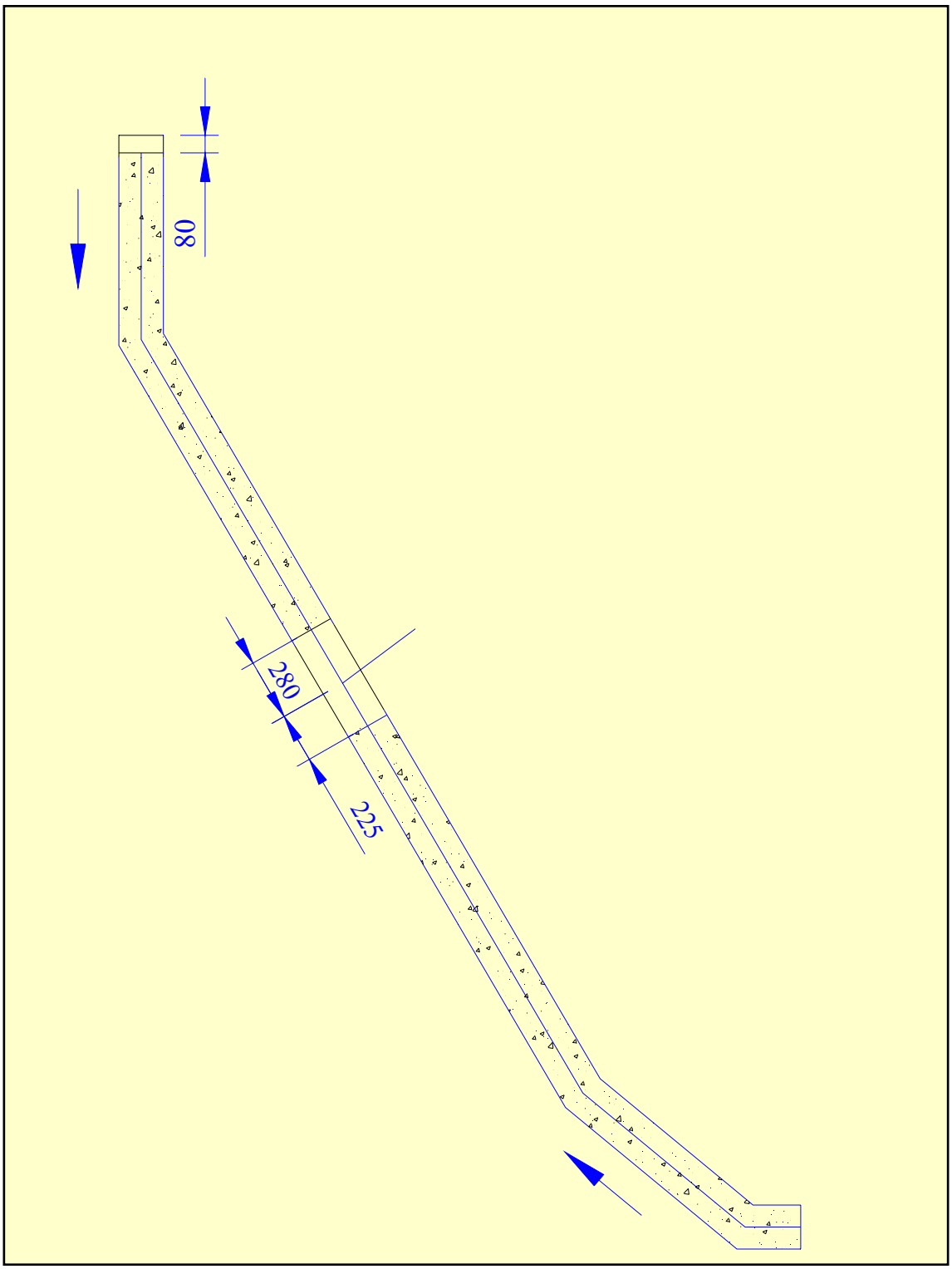
TIPO 1: Roca desnuda y/o pernos ocasionales
TIPO 2: Pernos sistemáticos
TIPO 3: Pernos, concreto lanzado y malla electro soldada
TIPO 4: Arco de acero

T3B1		
Descripción	**Longitud (m)**	**%**
Coladas de lava intercaladas de capas finas de tobas	282	19%
Lahares intercalados con capas de tobas y ocasionalmente coladas de lavas	562	38%
Coladas de lava, brecha volcánica y ocasionalmente capas finas de tobas	428	29%
Brecha volcánica, lahares y ocasionalmente coladas de lava de poco espesor	220	15%

T3B2		
Descripción	**Longitud (m)**	**%**
Brecha volcánica, lahares y ocasionalmente coladas de lava de poco espesor	594	48%
Lahares y brechas volcánicas con ocasionales coladas de lava poco espesor	644	52%

Anexo No. 4 Esquemas Generales de Excavación y Revestimiento de la línea de conducción del P. H. Cariblanco

ESQUEMA GENERAL DE LA ETAPA DE EXCAVACIÓN



ESQUEMA GENERAL ETAPA DE REVESTIMIENTO