

**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA
DEL LITORAL**

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“Estudios y Diseños a nivel de Prefactibilidad de la
Solución Vial: Av. Juan Tanca Marengo - Cerro
Mapasingue - Vía a Daule”**

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO

1998

AGRADECIMIENTO

A todas aquellas personas que, con sus palabras de aliento y su desinteresado apoyo, colaboraron en la realización de este trabajo.

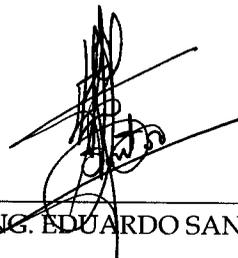
DEDICATORIA

A BEATRIZ, ESPOSA Y
COMPAÑERA, Y A MIS
QUERIDOS HIJOS.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



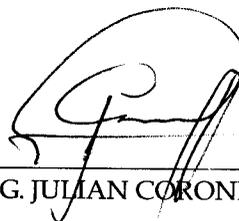
ING. ENRIQUE LUNA ALCIVAR
DECANO DE LA F.I.C.T.(E)



ING. EDUARDO SANTOS B.
DIRECTOR DE TESIS



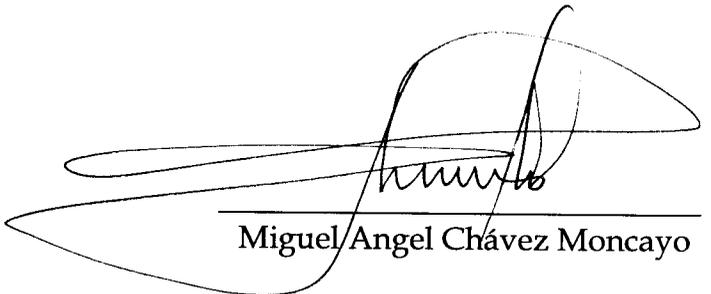
ING. OTTON LARA MONTIEL
VOCAL



ING. JULIAN CORONEL P.
VOCAL

DECLARACION EXPRESA

“ La responsabilidad del contenido de esta Tesis de
Grado, me corresponden exclusivamente, y el
patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA
SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL”



Miguel Ángel Chávez Moncayo

RESUMEN

Guayaquil es una ciudad que tiene un elevado crecimiento urbano hacia el Norte en donde existen muy pocas vías y un tráfico muy congestionado.

El sector comprendido entre las avenidas Juan Tanca Marengo, Vía Daule, Vía a la Costa, avenida Carlos Julio Arosemena Tola tiene un gran volumen de tráfico vehicular que se interrumpe principalmente en la avenida Daule, en el tramo comprendido entre los kilómetros 4.5 y 7.5. Esta situación genera a los usuarios pérdida de tiempo, más gasto de combustible, daños al vehículo, además de la polución por los gases de combustión producida por el tráfico muy denso y frecuentemente detenido.

La solución de ingeniería que se propone permite un ahorro del 48% de tiempo, 60% en combustible y evidentemente favorece la descongestión del tránsito. Consiste de los siguientes elementos:

Vía Sur – Norte: Viaducto en el km 4.5, carretera de acceso, Túnel de 512 m con doble carril, carretera de salida, Viaducto en la Av. Juan Tanca.

Vía Norte – Sur: Viaducto en la Av. Juan Tanca, carretera de acceso, Túnel de 515 m con doble carril, carretera de salida, viaducto en el cruce calle primera Mapasingue y vía Daule.

El trabajo es una contribución directa para los estudios y diseños definitivos del proyecto ya que presenta el estudio preliminar y en ciertos casos el pre-diseño de las obras a realizarse, se da especial énfasis a las obras subterráneas por ser las menos conocidas en nuestro medio (no se han construido túneles viales en Guayaquil).

Se llega a determinar mediante el análisis que la construcción de túneles en el cerro Mapasingue es menos costosa, que la que se realizará en el cerro Del Carmen, por existir mejores condiciones del terreno; igual conclusión se tiene con los puentes viaducto y las carreteras o vías de acceso a los túneles, lo está a favor de la economía del proyecto.

Finalmente se efectúa un análisis de costos unitarios en grandes rubros y se llega a determinar un presupuesto referencial de todo el proyecto.

INDICE GENERAL

RESUMEN.....	II
INDICE GENERAL.....	IV
I. INTRODUCCION.....	2
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Características Generales del Transito en el Noroccidente de Guayaquil.....	3
1.3 Información y Trabajos Previos.....	4
1.4 Justificación de la Solución Vial Propuesta.....	6
II. ESTUDIO DE TRAFICO VEHICULAR.....	9
2.1 Repaso de Conceptos Utilizados en el Presente Trabajo.....	9
2.2 Análisis Valorado del Tráfico Actual.....	12
2.2.1 Ejecución del Trabajo de Campo.....	12
2.2.2 Calculo del Tráfico Promedio Diario Anual (T.P.D.A.).....	15
2.3 Diseño de la Solución de Tráfico.....	16
III. CARTOGRAFIA Y TOPOGRAFIA.....	21
3.1 Implantación General del Proyecto.....	21
3.2 Topografía de las Vías de Acceso.....	22
3.3 Topografía de la Solución Subterránea.....	23
3.3.1 Planta y Perfiles.....	24
3.4 Pre-Proyecto de las Vías de Acceso.....	24
IV. GEOLOGIA Y GEOTECNIA.....	35
4.1 Formaciones Geológicas, Depósitos de Suelo.....	35

4.4.1 Mapeo en Vías de Acceso.....	38
4.4.1 Mapeo en el Cerro de Mapasingue.....	39
4.2 Muestreo de Suelos y Rocas y Ensayos de Laboratorio e In Situ.....	42
4.3 Clasificación Geotécnica de los Macizos Rocosos.....	43
V. EFECTO DEL AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRANEA.....	46
5.1 Lluvia de Diseño.....	46
5.2 Estimación de las Filtraciones.....	49
5.3 Estimación del Caudal de Diseño.....	51
5.3.1 Valoración del Tiempo de Concentración.....	51
5.3.2 Determinación del Caudal de Diseño y Diámetro de la Tubería.....	51
VI. DISEÑO DE LAS OBRAS SUBTERRANEAS.....	54
6.1 Diseño de Estabilización de Portales.....	56
6.2 Diseño de Estabilización y Protección de Taludes Excavados en Roca.....	60
6.3 Diseños del Soporte.....	61
6.3.1 Conceptos Teóricos.....	61
6.4 Calculo del Soporte.....	68
6.4.1 Calculo de las Curvas de Soporte.....	70
6.4.2 Dimensionamiento.....	76
6.4.3 Medidas de Convergencia.....	76
6.5 Diseño del Revestimiento.....	77
6.6 Dimensionamiento de Drenajes.....	78
6.7 Obras Subterráneas Adicionales.....	79
6.7.1 Falsos Túneles.....	79
6.7.2 Pavimentos en el Interior del Túnel.....	81

VII. OTROS DISEÑOS.....	83
7.1 Viaductos.....	83
7.1.1 Criterios Generales para el Diseño.....	84
7.2 Ventilación en el Túnel.....	88
7.3 Diseños Eléctricos.....	89
VIII. PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LAS OBRAS A CONSTRUIRSE.....	92
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	98
BIBLIOGRAFIA.....	104

ANEXO FOTOGRAFIAS

ANEXO 1

ANEXO 2

ANEXO 3

ANEXO 4

ANEXO 6

ANEXO 7



CAPITULO I.

INTRODUCCION

I. INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

El desarrollo urbano de Guayaquil, ciudad que en 1996 llegó a una población de aproximadamente 2'500.000 de habitantes, tiene una tasa de crecimiento poblacional que supera el 4.5% anual. Esto implica que en el año 2.000 existirán aproximadamente unos 2'850.000 habitantes. Si se incluye el cantón Durán, Guayaquil Metropolitano tiene más de 3'000.000 de habitantes. (Ver anexo 1 - gráfico 1.1)

Guayaquil ha crecido hasta un área de aproximadamente **212.4 Km²**, su desarrollo hacia el Este ha sido confinado por el río Guayas, en tanto que al Sur la ampliación de la ciudad está restringida por las condiciones especiales del estuario del río Guayas.

La vía Perimetral fue construida entre otros aspectos para descongestionar el tránsito, sin embargo, han crecido rápidamente numerosos asentamientos que han ocupado en algunos casos la franja de protección de dicha obra, con demasiada presencia de personas que circulan a pie en la vía. Esta situación ha determinado que la Perimetral no brinde al momento todo el servicio que se esperaba.

Además de ciudadelas, cooperativas, pre-cooperativas y otros tipos de ocupación territorial, muchas industrias se están instalando en la parte norte de la ciudad. Aproximadamente el 60% del área de la ciudad está actualmente desarrollada en la parte norte.

1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TRANSITO EN EL NOROCCIDENTE DE GUAYAQUIL

Debido al gran crecimiento poblacional e industrial, el tráfico que se tiene en el norte de Guayaquil es uno de los de mayor densidad, pese a que se han dado soluciones como la Perimetral e interconexiones con la vía Daule que sirven a un amplio sector, principalmente porque se facilita el acceso al Puerto Marítimo y a la parte Sur de la ciudad.

Se considera que Guayaquil tiene una disposición geográfica “peninsular” en lo referente al tráfico, ya que existe una entrada y salida única por el Norte. Esta situación es otra evidencia más que muestra las grandes dificultades para el tránsito automotor que actualmente tiene el sector incluido en el presente estudio, cuyas vías fueron diseñadas

seguramente para otras condiciones de servicio y para una vida útil ya cumplida.

1.3 INFORMACIÓN Y TRABAJOS PREVIOS

Los estudios y diseños para la construcción de un túnel en el cerro del Carmen realizados por la ESPOL en 1987 ⁽¹⁾, constituyen una importante información para el presente trabajo que, por tratarse de estudios definitivos, contiene datos y parámetros que fueron obtenidos gracias a que fue un proyecto financiado.

Es importante destacar que la presente tesis de grado incluye la interconexión vial dos túneles que atravesarían el cerro Mapasingue que es la continuación de la cordillera Chongón - Colonche de la cual forman parte los cerros Santa Ana y Del Carmen. En toda dicha cordillera se hace presente la misma formación geológica, denominada Cayo.

El Proyecto de la solución vial por el cerro Del Carmen en la construcción de un túnel en una dirección (Sur a Norte) que atravesando dicho cerro, desde un sitio próximo a la Iglesia San Vicente (avenida

Rocafuerte), con un túnel de 310 m se empalma a la avenida Pedro J. Menéndez Gilbert. El criterio básico de dicho proyecto era procurar la descongestión del lento tráfico del casco comercial, permitiendo la salida expedita de los vehículos por el túnel utilizando dos vías de acceso que también fueron diseñadas para el efecto. El análisis de tránsito efectuado determinó que no era conveniente permitir el ingreso vehicular rápido hacia el sector central de la ciudad, debido a que lo congestionaría aún más.

Durante el tiempo de ejecución de la presente tesis se están realizando nuevos estudios definitivos de dos túneles en el cerro Del Carmen, uno que conecta la calle Boyacá (entrando por el costado del hospital Luis Vernaza) con la avenida Morán de Buitrón y otro que conecta la calle Malecón con la misma avenida. Los nuevos túneles son de mayor longitud que el diseñado por la ESPOL, el proyecto también tiene dos grandes pasos a desnivel con todo lo cual el nuevo costo de ejecución del proyecto es de varias decenas de millones de dólares.

En 1987 se realizó en la Universidad de Guayaquil la Tesis de Grado presentada por el Ing. Eduardo Santos Baquerizo ⁽²⁾, que incluye un interesante estudio vial para comunicar Miraflores Urdesa Central con

la Av. Juan Tanca Marengo mediante la hoy denominada avenida Las Aguas.

1.4 JUSTIFICACION DE LA SOLUCION VIAL PROPUESTA

La solución de tránsito que se propone presenta las siguientes ventajas que pueden ser puntualizadas de la siguiente forma, además de los análisis que se presentan en el capítulo 2. (Todas las acotaciones de distancias y puntos a continuación mencionados se encuentran en el anexo 1 – lámina 1.1 – Implantación del proyecto)

- Considerando un mismo punto de partida y de llegada la longitud de recorrido menor en un 47%.
- Del recorrido actual, casi el 50% se produce por una vía muy congestionada en las horas pico de tráfico (recorrido A – C).
- Debido a la congestión el tiempo de recorrido de cualquier vehículo se cuadruplica, lo cual se ha determinado utilizando la vía disponible actualmente (recorrido A – C – B) cuando existe poco tráfico y en las horas de mayor densidad vehicular, que son precisamente las horas de mayor actividad y requerimiento de la población.

- Si se tiene mayor tiempo de recorrido, se consumirá mayor cantidad de combustible que se puede estimar por lo menos en un 60% más, lo cual se ha deducido del tiempo de vehículo en encendido parado y cuando está rodando. Sin embargo esta no es la única pérdida para el conductor, ya que un vehículo encendido parado puede sufrir daños por efecto de recalentamiento e inclusive estorbar al flujo vehicular.
- El peor daño lo sufre el medio ambiente por la gran polución que ocasiona el tráfico detenido, por lo que Guayaquil debe establecer rápidos correctivos para controlar las emisiones de los gases de combustión.
- Con la ocurrencia del fenómeno El Niño y aún con otros períodos de precipitaciones importantes, se ha determinado que existen dos sectores que bloquean el tráfico cuando ocurren fuertes lluvias y son: Km 5.5 a 6.5 de la vía a Daule y Av. Juan Tanca Marengo frente a la ciudadela Martha de Roldós; debido a las dificultades que existen para resolver aquel problema de drenaje de aguas lluvias, pasan a constituirse en un molesto problema de tránsito, para la ciudad, durante la duración de las tormentas.

CAPITULO II.

ESTUDIO DE TRAFICO VEHICULAR

II. ESTUDIO DE TRAFICO VEHICULAR

2.1 REPASO DE CONCEPTOS UTILIZADOS EN EL PRESENTE TRABAJO ⁽²⁾

Concepto de Tráfico.- El diseño de una carretera o de un tramo de esta, se basa en la obtención de gran cantidad de información de campo y gabinete, especialmente en datos de tráfico vehicular con el objetivo de determinar el volumen máximo de automotores que puede absorber una vía. El tráfico es en consecuencia un parámetro que afecta directamente a las características de diseño Geométrico.

La información sobre tráfico debe comprender la determinación del tráfico actual (volúmenes y tipos de vehículos), basándose en contajes y en las proyecciones de tráfico.

Concepto de Tráfico Promedio Diario Anual T.P.D.A..- Es el número de vehículos que pasan en uno y otro sentido, en un punto determinado del camino, durante las 24 horas del día. Numéricamente el T.P.D.A. es el volumen - total anual dividido para el número de días del año.

Factores que definen el T.P.D.A..- Son principalmente los siguientes:

- Número vehículo en función del tiempo
- Sectorización
- Proyectado a la vida útil del camino no más de 20 años
- Vehículo de diseño (transformar a una sola carga promedio)
- Variaciones de volumen de las 24 horas x 365 días
- Dos sentidos de tráfico
- Correspondiente a la demanda más alta de la hora trigésima

Pronóstico de Tráfico.- Para los proyectos viales no sólo es importante el tráfico existente en la vía, si se trata de un mejoramiento, sino más bien del tráfico que la carretera va a servir a lo largo de su funcionamiento; es decir es importante conocer el tráfico futuro de la vía.

Generalmente se estima como periodo de vida de una carretera 20 a 30 años, pero en todo caso prevalece el criterio del diseñador, luego del correspondiente análisis técnico especializado.

Tráfico Futuro.- El pronóstico del volumen y composición del tráfico se basa en el tráfico actual, los diseños se basan en una predicción del tráfico a 15 0 20 años. Las proyecciones del tráfico se usan para

clasificación de la carretera. El crecimiento promedio de automotores supera el 7.5% anual en el Ecuador.

Tráfico Actual.- Es el número de vehículos que circulan sobre una carretera antes de ser mejorada o es el tráfico que utiliza la carretera en el presente. Puede ser de dos clases: tráfico existente y tráfico atraído.

Si se trata de una nueva carretera, el tráfico actual será el se supone que usaría la carretera si estuviera en servicio en el presente y éste será sólo tráfico atraído.

Si se trata del mejoramiento de una carretera, se supondrá como tráfico actual, el tráfico existente en el presente más el que se podría atraer si se hacen mejoras.

Tráfico Generado.- Es el que se origina por las novedades que ofrece una nueva carretera a las mejoras en una existente. Es decir, el uso de la carretera por su mejor servicio, por novedad en vez de necesidad; Se ha estimado que este tráfico se produce hasta un tiempo de dos años.

Tráfico Desviado.- Que sería aquel atraído desde otras carreteras o medios de transporte, una vez que entre en servicio la vía mejorada, en razón de ahorros, en tiempo, distancia, o costos.

En caso de una carretera nueva, el tráfico actual estaría constituido por el tráfico desviado y eventualmente por el tráfico inicial que produciría el desarrollo del área de influencia de la carretera.

Cálculo de Tráfico Proyectado.-

$$T_P = T_A (1 + i)^n$$

T_P = Tráfico Proyectado
 T_A = Tráfico Actual transformado a vehículo de diseño
 i = Tasa de crecimiento vehicular(%)
 n = Vida útil

2.2 ANALISIS VALORADO DEL TRAFICO ACTUAL

2.2.1 EJECUCION DEL TRABAJO DE CAMPO

Las investigaciones de campo en el presente estudio de tránsito se efectuaron con la participación de estudiantes de Vías de Comunicación de la Carrera de Ingeniería Civil. El trabajo consistió en la realización de un aforo en puntos de observación previamente seleccionados; se utilizaron para el efecto contadores manuales durante cuatro días de registros de datos, que fueron los siguientes:

- Lunes 13 de Octubre 1997
- Miércoles 15 de Octubre 1997
- Viernes 17 de Octubre 1997
- Domingo 19 de Octubre 1997

Se escogieron como referencia tres horas pico, que pueden ser consideradas como las mas transitadas ya que tienen relación con el movimiento vehicular que causa el desplazamiento de las personas a sus trabajos, comercio, estudio y una multiplicidad de otras actividades vinculadas a la vida diaria.

Las horas de aforo consideradas fueron:

- 8:00 a 9:00 horas
- 12:00 a 13:00 horas
- 8:00 a 19:00 horas

Las estaciones de aforo seleccionadas fueron las diez siguientes:

- Vía Juan Tanca Marengo frente a la Coca Cola(1)
- Vía Juan Tanca Marengo y desvío al Colegio Americano(2)
- Ramal del distribuidor de tráfico Intersección Vía Juan Tanca Marengo - Vía a Daule. (3)

- Vía Daule - Guayaquil entrada a la Compañía AGA. (4)
- Ramal del Distribuidor de Tráfico intersección Vía Daule - Vía a la Costa (Av. Demetrio Aguilera Malta o Av. Del Bombero). (5)
- Vía Guayaquil - Daule frente a Gasolinera Km 4.2.(6)
- Vía Guayaquil - Daule a la entrada de Mapasingue Este, Avenida Primera. (7)
- Ramal del distribuidor de Tráfico, intersección Vía a Daule con Vía Juan Tanca Marengo Km 7 ½. (8)
- Vía Juan Tanca Marengo, entrada a ciudadela Martha de Roldós(9).
- Vía Juan Tanca Marengo, entrada a ciudadela Madrigal(10).

Ver ubicación de los aforos en el anexo 2 – lámina 2.1

RESULTADOS DEL AFORO DE TRAFICO.- Sólo se ha tomado en cuenta los aforos que se realizaron en los puntos 1-2, 4-5, 7, 9 y 10 por estar directamente vinculados al tráfico del proyecto. (Ver anexo 2 – cuadro 2.1)

2.2.2 CALCULO DEL TRAFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL

(T.P.D.A.) ⁽²⁾

Para la determinación del T.P.D.A. se realizó un estudio de encuesta de **Origen y Destino**, preguntando a los conductores, lo siguiente:

- a) ¿Hacia a donde se dirige?
- b) ¿Que beneficio tendría el proyecto en cuanto al ahorro de tiempo?
- c) ¿Existen ventajas por: ahorro de distancia, gasolina, depreciación de vehículo?
- d) ¿ Utilizaría la solución vial propuesta?.

Luego de realizar esta sencilla encuesta, se llegó a determinar, según la ruta de aforo, el porcentaje de vehículos que utilizaría la solución que se propone en esta tesis, siendo los resultados los siguientes:

- Ruta del aforo 1 y 2 el 18 %
- Ruta del aforo 4 y 5 el 8 %
- Ruta del aforo 7 el 12%
- Ruta del aforo 9 y 10 el 8%

CANTIDADES DE VEHICULOS QUE USARIAN LA NUEVA VIA.-

Según los cálculos efectuados, empleando el resultado del aforo,

debemos utilizar un tráfico actual de 1003 vehículos/día en nuestro cálculo del **T.P.D.A.** el cual nos da un valor de **5630** vehículos diarios. (Ver anexo 2 – cuadros 2.1, 2.2 y 2.3)

El valor encontrado corresponde a una carretera **Clase I** según clasificación del **MOP** (ver anexo 2 - cuadro 2.2), con las características y parámetros que esta institución pública recomienda para el diseño y construcción de las vías. Se ha considerado conveniente utilizar algunos parámetros sugeridos por el **MOP** en lo referente a las normas de diseño geométrico de carreteras Clase I para terreno llano adaptada para una vía urbana que atraviesa por un túnel, la sección típica se muestra en el anexo 2 – cuadro 2.3.

2.3 DISEÑO DE LA SOLUCION DE TRAFICO

Luego del análisis efectuado es posible esquematizar una solución vial para lo cual se definen los siguientes puntos de partida y de llegada que están señalados en la lámina de implantación del proyecto (anexo 1 – lámina 1.2).

- PUNTO A:** Puede receptor el tráfico cuyo destino es el punto B desde la Av. Carlos Julio Arosemena Tola y Vía a Daule mediante la variante existente, “**m - n**” y desde la Av. Del Bombero mediante un viaducto **k - A**. Este punto también receptorá el tráfico Norte - Sur que viene desde el punto **B**, por la calle Primera de Mapasingue y que se dirige a la Costa por la Av. Del Bombero.
- PUNTO B:** Situado en la Av. Juan Tanca Marengo, frente la envasadora Coca Cola, y al terreno de la U. de Guayaquil en su límite con la ciudadela Madrigal. A este punto llegaría el tráfico recogido por A y además sería el sitio de salida desde la Av. Tanca hasta los puntos A y D.
- PUNTO D:** Interceptación de la Vía a Daule con la calle Primera de Mapasingue, punto próximo a Mi Comisariato. Es el sitio de llegada del tráfico proveniente de la Av. Juan Tanca Marengo que puede dirigirse al Norte por la vía Daule, también a la Av. De Bombero y a la Av. Carlos Julio Arosemena T.

DESCRIPCION DE LA CONECCION ENTRE LOS PUNTOS "A" Y

"B".- Para llegar al punto **A** desde la Av. Carlos J. Arosemena T. se debe construir a partir de la variante del Km 4+200 (**m - n**) un ramal de aproximadamente 80 m de longitud (**n - A**). Este sería el sitio de captación del tráfico que normalmente sigue por la Vía a Daule con destino al punto **B**.

Para llegar al punto **A** desde la Av. Del Bombero (vía a la Costa) (**k - A**), se requiere de un viaducto que se eleve desde el punto **k** hasta el punto **A**, sobre el ramal actual (**m - n - k**) que puede ser adecuado ampliándolo. Esta misma vía pudiere ser tomada por quienes deseen desplazarse desde el sector industrial y residencial existente entre la Vía a Daule, Mapasingue y Los Ceibos, tomando un desvío por debajo del viaducto Miraflores.

Desde el punto **A** se debe construir una calle de dos carriles por los espacios libres existentes entre la Federación Deportiva del Guayas y las edificaciones del Teatro Centro de Arte. Se deberá utilizar una franja de terreno, en la cual existe una alcantarilla con un sendero ancho y recto de aproximadamente 400 m de longitud, que arriba a la calle Primera de Mapasingue; de ésta, tomando una calle secundaria, se llega a la falda del cerro Mapasingue y a partir de este punto, mediante un túnel de

aproximadamente 512 m de longitud, se llega a la falda norte de dicho cerro donde existe un terreno de la Universidad de Guayaquil, pasando por el cual se puede llegar a la avenida Juan Tanca Marengo.

DESCRIPCION DE LA CONECCION ENTRE EL PUNTO BD Y BA.-

Mediante una vía contigua y paralela a la anteriormente descrita se puede trasladar desde el punto **B** a la falda del cerro y mediante otro túnel de aproximadamente 515 m de longitud atravesar el cerro Mapasingue hasta llegar al otro lado del cerro en donde se encuentra la calle primera de Mapasingue, la cual es amplia y asfaltada, puede permitir el acceso directo a la vía a Daule. En este punto de intersección los vehículos pueden dirigirse hacia el Norte tomando un carril derecho, que debe ser habilitado; y para dirigirse a la Av. Carlos Julio Arosemena Tola, a la vía a la Costa o hacia Los Ceibos, se requiere de un paso a desnivel.

En el anexo 2 - lámina 2.1 se presenta una planta clave en la que se muestra el esquema simplificado del funcionamiento del tráfico vehicular que muestra las ventajas de la solución propuesta.

CAPITULO III.

CARTOGRAFIA Y TOPOGRAFIA

III. CARTOGRAFIA Y TOPOGRAFIA

Dada las dimensiones del proyecto, se debió utilizar la topografía obtenida por restitución aerofotogramétrica, realizada por el IGM para la I. Municipalidad de Guayaquil.

Una vez integradas las diferentes hojas topográficas, se procedió a digitalizar toda la información disponible incluyendo las coordenadas, la infraestructura vial, la ocupación territorial y las curvas de nivel con sus correspondientes cotas reales (con la precisión de la restitución) en una franja bien amplia en la que se podían tener varias alternativas de trazado.

El material digitalizado se procesó mediante el Autocad 14, obteniendo así: distancia, áreas, coordenadas de los diferentes puntos, abscisados, etc. con bastante precisión.

Debido a la falta de información de los sitios cercanos a la entrada de los túneles, se procedió a sacar mayores detalles mediante levantamientos taquimétricos que enlazaron la información topográfica del plano IGM.

3.1 IMPLANTACION GENERAL DEL PROYECTO

Es la información que está presentada en el anexo 1 - lámina 1.2, en la cual se han actualizado las nuevas vías, ingresos a urbanizaciones y otros cambios ocurridos después de que se efectuaran las líneas de vuelo. Dentro de los cambios adicionados cuentan: la Av. Las Aguas, el cruce Colegio Americano Vía a Daule, el teatro Centro de Arte, la Federación Deportiva del Guayas y otros cambios menores.

3.2 TOPOGRAFIA DE LAS VIAS DE ACCESO

Las vías de acceso que deberán construir entre la falda Norte del cerro Mapasingue y la vía a Daule están sobre cotas fluctuantes entre 9 y 15 m.s.n.m. aproximadamente.

En cambio en la falda Sur los accesos se localizan en el sector de Mapasingue, y pasan aproximadamente por las cotas 7 a 10 m.s.n.m.

En los dos casos el trazado podrá corresponder al tipo de terreno llano y según las observaciones en el pasado fenómeno El Niño no están sujetos a inundación, exceptuando parte del tramo de la vía de acceso desde el

denominado punto A hasta el portal de entrada del túnel Sur – Norte.
(Ver anexo 3 - lámina 3.1)

3.3 TOPOGRAFIA DE LA SOLUCION SUBTERRANEA

El cerro Mapasingue tiene una altitud aproximada de 95 m y se desarrolla desde las denominadas Lomas de Urdesa hasta el km 7.5 de la vía a Daule.

La parte más angosta del cerro es la que ha sido estudiada para ubicar el o los túneles. La topografía más empinada se encuentra en la falda Sur del cerro, esto es la que da a la urbanización La Prosperina, donde se tienen pendientes que varían entre 30 y 45 %. En el otro lado, las pendientes son más suaves y cambian desde un 28% en la parte alta hasta 20% en la parte más baja de la falda.

Dado que se trata de proyectos de túneles, se recomienda que las cotas más adecuadas para el trazado de los mismos son 10 y 15 m.s.n.m.

3.3.1 PLANTA Y PERFILES

Se procedió a abscisar dos rutas en las que constan las vías de acceso de entrada – salida y la ubicación de los ejes de los túneles, todo lo cual consta en el plano de implantación general.

En lo referente a la disposición altimétrica de las vías, se han trazado igualmente dos perfiles longitudinales de longitudes aproximadas de 2,368 y 2,830 m, que parten desde el denominado punto A hasta el punto B y desde el punto B al punto C con una variante adicional en este último perfil. (Ver anexo 3 – lámina 3.1, 3.2 y 3.3)

3.4 PRE-PROYECTO DE LAS VIAS DE ACCESO

Para realizar el diseño de las vías de acceso es necesario disponer de la topografía detallada del terreno y, de modo especial, de la ubicación de todas las obras construidas o en proceso de construcción. El objetivo principal será minimizar las indemnizaciones y evitar los problemas de desalojo que en ocasiones interrumpe el desarrollo de los proyectos. Cualquiera que sean las dificultades que se tengan, el diseño de las vías

debe cumplir los requerimientos mínimos que están establecidos en los siguientes conceptos.

VELOCIDAD (2).-

Velocidad de Diseño.- Es una velocidad de seguridad que puede mantenerse a lo largo de la carretera y se la asume según la clase de terreno y el tipo de carretera, en este caso Clase I de acuerdo a la determinación del TPDA que garantice un alto grado de seguridad, movilidad y eficiencia. También depende de las condiciones económicas ya que en una carretera en terreno plano u ondulado es recomendable una velocidad de diseño alta; en cambio en una carretera en terreno montañoso la velocidad de diseño es baja. Así mismo una carretera con gran volumen de tráfico justifica una velocidad de diseño alta, lo que sería lo contrario para una carretera con un volumen de tráfico bajo. Por todo esto, la velocidad de diseño debe establecerse para el tramo de carretera más desfavorable considerando el radio mínimo de las curvas, teniendo en cuenta que deben evitarse cambios violentos de una a otra velocidad de diseño en dos sectores continuos, siendo la diferencia entre velocidades no mayor a 20 Km/h. (Ver anexo 3 – cuadro 3.1)

La velocidad de diseño escogida es de 100 Km/h, como valor absoluto, debido a que la vía es de Clase I y el TPDA esta entre 3,000 y 8,000.

Velocidad de Circulación.- Es la velocidad real que debe tener un vehículo en un tramo de carretera que resulta de dividir la distancia total para el tiempo efectivo en marcha.

La relación que existe entre la velocidad de diseño y la velocidad de circulación para volúmenes de tráfico bajos esta dada por la siguiente ecuación:

$$V_C = (0.8V_d + 6.5) \text{ para TPDA}=1000.$$

La velocidad de circulación disminuye conforma aumenta el tráfico, para el caso de volumen de tráfico intermedio la relación se expresa con la siguiente ecuación:

$$V_C = 1.32xV_d^{0.89} \text{ (TPDA entre 1000 y 3000)}$$

La velocidad de circulación con que los vehículos rodarán en la vía del proyecto deberá ser preferiblemente de 80 Km/h. (Ver anexo 3 – cuadro 3.2)

PROYECTO HORIZONTAL ⁽²⁾.- Se trata que mediante el diseño se den seguridades a la circulación de una carretera utilizando una combinación de curvas, preferiblemente de grandes radios, con

tangentes de cierta longitud tomando en cuenta además de la seguridad el diseño estético de la carretera.

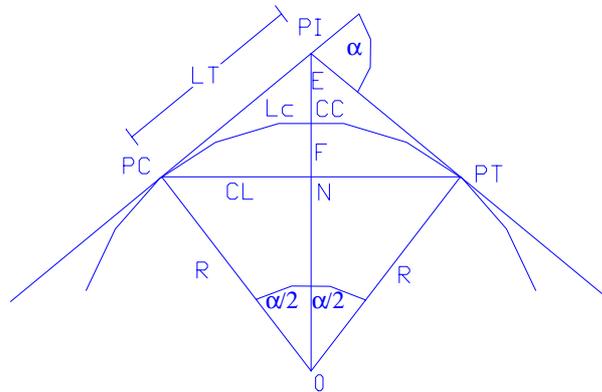
Curvas Circulares.- Las tangentes de alineamiento horizontal deben ser enlazadas con curvas que son arcos de circunferencia y que se las conoce simplemente como curvas circulares.

Cuando dos tangentes están enlazadas por una sola curva, ésta se denomina curva simple, pudiendo doblar hacia la izquierda o hacia la derecha según el sentido de la deflexión.

Curvas Horizontales.- Para obtener un buen diseño considerando el factor económico, se debe tratar que los elementos geométricos otorguen seguridad dentro de las condiciones generales de las carreteras.

El proyectista debe combinar curvas de grandes radios con tangentes de cierta longitud, tomándose en cuenta el aspecto de seguridad y estética de la carretera

Elementos de una Curva Simple.-



PI = Punto de intersección de las tangentes

R = Radio de la curva

PC y PT = Puntos donde los alineamientos rectos son tangentes a la curva y se llaman respectivamente “punto de curva” y “punto de tangente”

α = Angulo de deflexión de la curva en el PI

LT = Tangente de la curva o sea el segmento PC-PI y PI-PT.

E = External de la curva

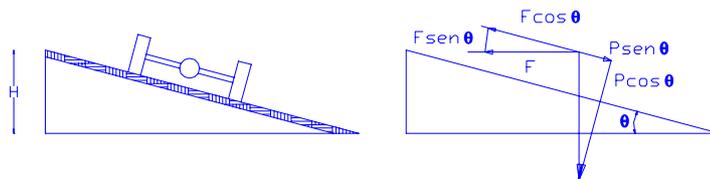
L_C = Es la longitud de la curva, en el gráfico, el arco PC-PT

F= Flecha de la curva, a la mitad de la curva larga

CL= Cuerda larga de la curva, o sea la recta PC-PT

En el presente trabajo se han definido para las vías dos trazos con sus correspondientes PI, en los cuales también se ha determinado las abscisas y las coordenadas aproximadas, lo cual está indicado en el anexo 3 - cuadros 3.3 y 3.4.

Peralte.-



Cuando un vehículo recorre una trayectoria circular es empujado radialmente hacia fuera por efecto de la fuerza centrífuga. Esta fuerza se contrarresta por las fuerzas componentes del peso (P) del vehículo debido al peralte, además por la fuerza de fricción desarrollada entre las llantas y la calzada, lo que se muestra en las relaciones siguientes:

La fuerza centrífuga (F) se expresa por:

$$F = mV^2/R$$

$$m = P/g$$

Entonces

$$F = P V^2 / gR$$

en donde:

P= peso del vehículo, en Kg

V = velocidad, expresada en Km/h

g= aceleración de la gravedad = 9.78 m/seg²

R = radio de la curva expresada en metros

Debido a que en el presente trabajo no se ha efectuado un levantamiento topográfico detallado, no se ha considerado conveniente efectuar el cálculo de los peraltes.

Radio Mínimo de Curvatura. - Es un valor límite para una velocidad de diseño dada y se lo determina en base al máximo peralte admisible y al coeficiente de fricción lateral, lo cual está indicado en el anexo 3 - cuadros 3.5 y 3.6.

PROYECTO VERTICAL ⁽²⁾. - En el diseño de carreteras, el alineamiento vertical es tan importante como el horizontal y está ligado a velocidad de diseño distancia de visibilidad radio de curvatura, etc. En ningún caso se debe sacrificar el perfil vertical para obtener un buen alineamiento horizontal. Se debe combinar los dos ubicando de la mejor

forma la rasante, que es la que va a definir los alineamientos verticales, por lo que para proyectar hay que tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se deben evitar los perfiles con pendientes fuertes y continuas para mantener una velocidad adecuada de circulación
- En ascensos largos es preferible que las pendientes más fuertes estén colocadas al inicio del ascenso y luego se las suavice cerca de la cima.
- En terrenos llanos las rasantes están gobernadas por el drenaje lateral, que es nuestro caso. Para poder evacuar longitudinalmente a los lados de la vía, se recomienda que la sub-rasante esté por lo menos 1 m por encima de la máxima cota de inundación.
- En terrenos ondulados y montañosos, el proyecto vertical está estrictamente gobernado por la topografía de la zona.
- En el diseño de una curva vertical, es necesario tener en cuenta el aspecto estético de la curva y los requisitos para drenar la calzada en forma adecuada.

Debido a que en el presente trabajo no se ha efectuado un levantamiento topográfico detallado, se ha considerado, como rasante para un diseño preliminar, la comprendida entre la cota 10 de entrada y salida, estando el tramo central en la cota 11.28 para dar la solución de drenaje

longitudinal de las aguas de infiltración y en circunstancias en que se efectúe el lavado de la calzada.

Luego de efectuarse el levantamiento topográfico detallado se deberá considerar un 0.5% de pendiente longitudinal, partiendo del punto central de la traza longitudinal del túnel para calcular la curva vertical correspondiente tomando en cuenta los parámetros:

Distancia de visibilidad de parada o frenada.- Distancia necesaria para que un conductor que viaja a la velocidad de diseño pueda detenerse al observar un obstáculo de 10 cm sobre la superficie de la carretera. (Ver anexo 3 – cuadro 3.7)

Distancia de Visibilidad de Rebase.- Es la necesaria para que un vehículo que circula a la velocidad de diseño y tiene delante un vehículo que viaja a una velocidad menor pueda adelantarlos sin peligro de colisión con el tráfico que puede venir por la vía opuesta. Las especificaciones de la AASHO indican que por lo menos cada 2 Km debe existir un espacio para rebasar. (Ver anexo 3 – cuadros 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11)

Distancia Mínima de Seguridad entre dos vehículos.- La distancia que debe haber de seguridad entre dos vehículos que viajan a la misma

velocidad, uno tras de otro, debe ser tal que si el que va adelante aplica los frenos, el que le sigue tenga suficiente tiempo para detener el suyo sin llegar a chocar. Se supone que la desaceleración de frenado es la misma para ambos vehículos conseguir detenerse en el mismo punto.

Se considera que el tiempo que tarda en aplicar los frenos el vehículo que va detrás es de 1 seg. y se deberá de considerar la distancia del vehículo que es aproximadamente 6 m, la ASSHO determina la distancia de separación mínima de los coches mediante la formula:

$$D = 0.28V T_r + L$$

Tiempo de reacción, $T_r = 1$ seg.

Largo del automóvil $L = 6$ m

0.28 es una constante que convierte la velocidad de Km/h a m/seg.

ZONA DE SEGURIDAD DENTRO DEL TÚNEL.- Además de todas las anteriores consideraciones del diseño geométrico es necesario dotar de zonas de seguridad dentro de los túneles en el primero y segundo tercio del largo total. Cada cavidad adicional podrá ser de 2.5x12 m, de tal forma de permitir el estacionamiento de vehículos que hayan sufrido algún percance.

CAPITULO IV.

GEOLOGIA Y GEOTECNIA

IV. GEOLOGIA Y GEOTECNIA

Los cerros de Guayaquil han sido estudiados notablemente para diferentes investigaciones y trabajos prácticos ⁽³⁾ ⁽⁴⁾ ⁽⁵⁾.

Ventajosamente casi todas las elevaciones de Guayaquil pertenecen a una sola formación geológica ⁽⁶⁾, la cual puede presentar variaciones de un sitio a otro y éstas, más las investigaciones de la estructura y microestructura de los estratos, suelen ser los objetivos fundamentales cuando se desea construir una obra de ingeniería.

4.1 FORMACIONES GEOLOGICAS, DEPOSITOS DE SUELO.

METODOLOGÍA EMPLEADA.- Este estudio tuvo como finalidad realizar la caracterización geológica del cerro Mapasingue en el sector donde se está proyectando una obra vial subterránea que permita atravesar dicho macizo rocoso en las cotas más convenientes

Para el estudio geológico se utilizó tanto en actividades de campo como de gabinete el mapa topográfico escala 1:1.000 elaborado por el Instituto

Geográfico Militar mediante restitución aerofotogramétrica (hojas #10102 y #10202 del Plano de Guayaquil).

Se partió de dos ejes de túnel fijados a priori por consideraciones topográficas, recorriendo los numerosos afloramientos existentes a lo largo de la traza en la cúspide y las dos faldas del cerro. Se identificaron cambios litológicos y discontinuidades (estratificación y fracturamiento midiéndose rumbo, buzamiento, frecuencia, continuidad, abertura, etc.). Para lograr un mayor acierto en la ubicación de los datos de campo, se contó con un altímetro de alta precisión que permitía un control de las cotas del plano y la traza de terreno investigada.

Como actividad de gabinete, se realizó un corte estructural del eje Sur-Norte y del eje Norte-Sur a lo largo de cada eje. La información estructural fue procesada para determinar las frecuencias de fracturamiento preferencial.

GEOLOGÍA GENERAL ⁽⁵⁾.-

Resultados del trabajo realizado.- El área investigada pertenece morfológicamente a la extremidad oriental de la cordillera de Chongón

– Colonche. Es necesario indicar que los cerros de esta localidad no sobrepasan los 95 m de altura.

En el tramo de la Cordillera de Chongón – Colonche, en la que se incluye el área de estudio, se encuentran horizontes de roca volcánica - sedimentaria marina del Cretáceo superior conocida en la terminología estratigráfica ecuatoriana como Formación Cayo. En el área se identifica sólo uno de los tres miembros denominado Cayo SS ⁽⁶⁾, que se define como un paquete de estratos depositados secuencialmente por brechas sedimentarias con fragmentos de andesita en su base, microconglomerados, areniscas de finas a gruesas de color verdoso, y lutitas tobáceas en su parte intermedia; finalmente grauwacas que se alternan con lutitas silicificadas, que constituyen el tope de este miembro en la sección observada.

GEOLÓGIA ESTRUCTURAL.- El macizo rocoso está constituido por un paquete de estratos que se presenta en toda la Cordillera y que se dispone a manera de un gran homoclinal donde las capas presentan rumbos variables entre N80° E, E-W y N80° W. Los buzamientos o inclinaciones perpendiculares al rumbo de las capas están comprendidos entre los 15° y 17° hacia el sur.

4.1.1 MAPEO EN VIAS DE ACCESO

La información descrita a continuación consta igualmente en el plano de Descripción Geotécnica de los Túneles y Vías:

Acceso en el Sector Norte (Portales hasta la Av. Tanca Marengo).- En todo este tramo aflora y ha sido terrazada la misma Formación geológica con su miembro Cayo SS, es decir existen excelentes condiciones para cimentar cualquier tipo de estructura inclusive grandes edificaciones y puentes ⁽⁷⁾. Solo deben ser estabilizados los taludes de mas de 8 m de altura.

Acceso en el Sector Sur (Portales hasta la Vía a Daule).- Los primeros 100 m de la vía podrán ser cimentados sobre la misma formación geológica por donde atraviesan los túneles, es decir estratos resistentes a la compresión y de buena resistencia al cortante en taludes. Sin embargo, los taludes deberán ser estabilizados cuando tengan mas de 10 m de altura principalmente por la influencia de los agentes meteorológicos.

A partir de la calle Primera hasta la vía a Daule se tiene un depósito de suelos estuarinos predominantemente arcillosos que si bien no cubre

toda el área, ya que sólo esta ramificado, puede presentar problemas localizados por lo que deben ser detectados con detalle. Tanto la calle Primera de Mapasingue como la Vía a Daule están cimentadas prácticamente sobre estratos rocosos de la Formación Cayo.

4.1.2 MAPEO EN EL CERRO DE MAPASINGUE

En la franja de estudio se encuentran por lo general dos familias de fracturas en las microbrechas y areniscas; sólo se aprecian tres en los estratos más delgados de lutitas limolitas y areniscas tobáceas. Los datos de campo permiten determinar los siguientes valores ponderados de fracturas:

- F1, rumbo N83° E a E-W, coincidente con la estratificación
- F2, rumbo N62°-68° E y
- F3 con rumbo N20° - 30° W.

Las fracturas presentan superficies de rugosidades calificadas como onduladas en un alto porcentaje de la franja de los túneles. (Ver anexo 3 – láminas 3.2 y 3.3)

Mediante observaciones en los abundantes afloramientos presentes, debido a la construcción de viviendas y calles en el sector, se observa lo siguiente:

Sector del Portal Norte.- Se encuentra una secuencia de areniscas grauwáquicas de grano fino y lutitas calcáreas que están constituidas por estratos decimétricos, meteorizados que presentan con bastante frecuencia fracturamiento concoidal y cuyo rumbo promedio es N20 ° E, con buzamiento 18 ° SE.

Sobre el portal aparecen areniscas calcáreas más duras y sanas que las subyacentes en las cuales se definen claramente dos familias de fracturas:

- FF1, N 30 ° E, 85 ° SE
- FF2, N 40 ° W, 65 ° SW

Parte Alta del Cerro.- Se identifican claramente sedimentos volcánico - sedimentarios integrados por fragmentos líticos de forma subredondeada o subangular denominados microbrechas, también se tienen aglomerados y areniscas. Estos estratos tienen espesores que varían de 0.70 a 2.00 m que en general son de color marrón verdoso. Se

encuentran también intercalaciones de estratos delgados de lutitas y limolitas silicificadas color café - chocolate que son menos frecuentes.

Sector del Portal Sur.- Domina la secuencia de estratificación encontrada en la cima en donde se han identificado estratos con fragmentos de glauconita de hasta 12 mm de diámetro (muy frecuentes), vidrio volcánico, lutitas que presentan una matriz limosa y cemento calcáreo por lo que en la práctica se les denomina limolitas. Los horizontes de areniscas de este dominio litológico, ocurren en estratos de 0.20 a 1.00 m de espesor. Los fragmentos que integran la roca son de grano grueso, color gris verdoso y mal clasificados. Su matriz es limo arcillosa y de cemento calcáreo, contiene también vetillas color blanco de carbonato de calcio y anaranjadas de óxidos de hierro. Capas de lutitas de naturaleza silícea y bien fracturadas, 0.20m de espesor o menos, aparecen intercaladas entre los aglomerados y microbrechas. Los estratos de limolita ocurren hacia la base de la secuencia; se presentan en capas de hasta 0.40 m de espesor y son de color café - chocolate.

Toda la información lograda se encuentra en el plano de Descripción Geotécnica de los Túneles y Vías. (Ver anexo 3 – láminas 3.2 y 3.3)

4.2 MUESTREO DE SUELOS Y ROCAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO E IN SITU

Debido a que, en los estudios y diseños del proyecto túnel Cerro del Carmen ⁽¹⁾, la ESPOL realizó una detallada investigación de varios tipos de materiales (suelos y rocas) mediante innumerables calicatas, trincheras y también perforaciones profundas. La mayor parte de información que se presenta en esta tesis ha sido extraída de dicha investigación. Debido a que en la traza del túnel del Cerro del Carmen se encontró un tramo importante del miembro Cayo SS con todas las variaciones litológicas que se han encontrado en Mapasingue, se ha considerado que los datos obtenidos son muy representativos y valiosos para los requerimientos del presente estudio.

Aprovechando la existencia del laboratorio de mecánica de suelos y rocas de la ESPOL se tomaron nuevas muestras superficiales encontrándose gran similitud con los núcleos de las perforaciones en el Cerro del Carmen.

Se han obtenido los siguientes parámetros y propiedades geotécnicas en función del tipo litológico de roca y los depósitos de suelo encontrados.
(Ver anexo 4 – cuadros 4.1 y 4.2)

4.3 CLASIFICACION GEOTECNICA DEL MACIZO ROCOSO

En base a los parámetros obtenidos especialmente con la ayuda de los sondajes geofísicos y perforaciones en los estudios y diseños del túnel Del Carmen ⁽⁸⁾, se realizaron clasificaciones geotécnicas de las variaciones litológicas encontradas a lo largo de la traza del túnel. Como ya se ha señalado, uno de los tramos geotécnicos encontrados en el mencionado proyecto corresponde con bastante similitud a lo encontrado en los ejes que se proponen. Es importante recalcar que prácticamente existe una línea continua de roca aflorante a lo largo de la superficie del terreno.

La clasificación geotécnica que se ha escogido para la presente tesis también incluye los procedimientos de Lauffer ⁽⁸⁾ y Bieniawski ⁽⁹⁾, según los cuales se determina que en la traza de los dos túneles de Mapasingue se tendrán concretamente dos tipos de terreno, denominados D y C.

Esta determinación nos permite asegurar que las características geológicas y geotécnicas para la construcción de túneles en el cerro de Mapasingue, y en particular en la franja estudiada, son más favorables que las encontradas en el cerro Del Carmen. Es decir, que dentro de la clasificación geotécnica se tiene terrenos mejores que regulares y hasta

buenos, lo cual representa una considerable economía para el proyecto ya que el sistema de estabilización será considerablemente menos costoso.

DEFINICION DE LOS TRAMOS EN EL PROYECTO.- Para lograr este objetivo se han hecho las siguientes consideraciones:

1. Homologación con la clasificación geotécnica obtenida en el cerro Del Carmen.
2. Observación detallada en los portales y en las faldas del cerro sobre la base de la existencia de una estructura homoclinal.
3. Caracterización de la resistencia de los paquetes de estratos en función al espesor individual de las capas.
4. Caracterización de las propiedades de resistencia de los materiales rocosos con las familias de fracturas y el perfil de meteorización.

Los resultados de este trabajo se presentan en el anexo 4 – cuadro 4.3 y en el anexo 3 – láminas 3.2 y 3.3.

CAPITULO V.

EFECTO DEL AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRANEA

V. EFECTO DEL AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRANEA

5.1 LLUVIA DE DISEÑO

Para el cálculo de la lluvia de diseño se han adoptado los resultados obtenidos en los estudios del túnel cerro Del Carmen ⁽¹⁾, debido a que el cerro Mapasingue se encuentra próximo a la estación meteorológica del aeropuerto de la ciudad de Guayaquil. En dicho estudio, la lluvia de diseño ha sido obtenida de la información procesada en el Departamento de Hidrología e Hidráulica de la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (CEDEGE). A continuación se resumen los aspectos más importantes del análisis.

Para adoptar una lluvia de diseño es necesario, en primer lugar, disponer de una familia de curvas llamadas de Intensidad - Duración - Frecuencia, para la zona donde se encuentra enmarcado el proyecto. Dichas curvas implican la existencia de tres variables y, es preciso, fijar dos de ellas a fin de determinar la tercera. Esta última es, generalmente, la intensidad de la lluvia, a partir de la cual se determina la altura de la misma (lámina de agua).

Las variables a fijar son el período de retorno (T_r) o frecuencia, que para proyectos de drenaje se recomienda sea de 20 años. En cuanto a la duración de la lluvia, para el caso de cuencas pequeñas, se suele adoptar una duración igual al tiempo de concentración con un punto único de control. Para el presente caso se pueden estimar tiempos de concentración en varias direcciones.

De un primer estimado, se obtiene un tiempo de concentración de 4.2 minutos. Como la práctica hidrológica recomienda no considerar duraciones menores de 5 minutos, se adopta una duración de 5 minutos. Seguros de que el tiempo de concentración en cualquier otra dirección será menor.

Con estos datos se obtiene los siguientes resultados:

TABLA N^o 1 ⁽¹⁾

Tr (Años)	I (mm/h)	H. lluvia (mm)	Esc. Sup. (mm)	Infiltración (mm)
20	200	16.67	12.50	4.17

Lo dicho aquí es válido para escurrimiento superficial; pero tratándose de escurrimiento subterráneo, como es el caso de las filtraciones, conviene hacer una diferenciación, especialmente en lo que se refiere a tiempo de concentración y duración, que en este caso son mucho

mayores que para escurrimiento superficial dependiendo de una serie de factores.

Por esta razón, para la determinación de la lluvia de diseño, se han asumido también duraciones mayores, obteniendo los siguientes resultados, así mismo para un período de retorno de 20 años.

TABLA N^o 2 ⁽¹⁾

Duración (días)	I (mm/h)	H. lluvia (mm)	Esc. Sup. (mm)	Infiltración (mm)
½	13.00	156.00	117.00	39.00
1	7.80	187.20	140.40	46.80
3	3.40	244.80	183.60	61.20
5	2.25	270.00	202.50	67.50

La altura de lluvia en los dos casos (Tabla N^o1 y Tabla N^o2), la una de pequeña duración y la otra de gran duración, es la lámina de agua que se espera disponer sobre la superficie del terreno, de esta altura de lluvia es preciso averiguar cuánto se espera que se infiltre.

5.2 ESTIMACIÓN DE LAS FILTRACIONES

Para esto se tiene que considerar, a parte de la permeabilidad del suelo, factores como la cobertura del terreno, tipo de suelo, uso del suelo y pendiente.

En el sitio estudiado prácticamente no existe suelo de cobertura el cual ha sido eliminado por la construcción de numerosas viviendas, calles y pasos peatonales. Debido a que en el cerro Mapasingue afloran conglomerados, microconglomerados y areniscas de grano grueso, considerando que en los estudios del cerro Del Carmen se determinó para esos materiales una permeabilidad de $1,5 \times 10^{-4}$ cm/s en promedio ⁽¹⁾, se ha deducido que se podrá producir una infiltración de por lo menos el 35% de la lluvia que se precipite. En este análisis no se ha considerado el efecto que tendrían las cubiertas de las viviendas ni tampoco el efecto de las aguas servidas que constituye un aspecto muy importante a valorar, por lo que se considera conveniente asumir un 50% de aguas de infiltración.

Teniendo en cuenta además que en el cerro Mapasingue existen pendientes que fluctúan entre 20 y 35% se ha deducido como aplicable la siguiente tabla.

TABLA #3

Duración (días)	I (mm/h)	H. lluvia (mm)	Esc. Sup. (mm)	Infiltración (mm)
½	13.00	156.00	117.00	58.35
1	7.80	187.20	140.40	70.20
3	3.40	244.80	183.60	91.80
5	2.25	270.00	202.50	101.25

Este análisis permite concluir que es importante considerar un sistema de drenaje capaz de evacuar las aguas de infiltración que se producirán por causa de las lluvias y de las aguas servidas. Un ejemplo muy costoso de la incidencia de las aguas servidas ocurrió en un túnel de la ciudad de Caracas en donde llegó a ocurrir un colapso de la clave y los hastiales de la obra subterránea por efecto de la gran presión hidrostática que no había sido estimada.

5.3 ESTIMACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

5.3.1 VALORACION DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

Para la estimación del tiempo de concentración se seleccionan 2 puntos, uno en la cima del cerro y el otro la clave del túnel.

LONGITUD= (LARGO DEL TUNEL) =		500.00 m
COTA CIMA DEL CERRO=		95.00 m
COTA CLAVE DEL TUNEL=		10.00 m
H=		<u>85.00 m</u>
FACTOR S=	H/ L =	0.17
FACTOR K=	L/ (S ^{0.5}) =	1212.678
T _c CALCULADO=	32.5x10 ⁻⁵ (K ^{0.77}) =	0.077 horas = 4619 minutos
T _c ASUMIDO=	(RECOMENDADO) =	<input type="text" value="5.00"/> minutos

Obteniéndose al igual que en el estudio del cerro Del Carmen un tiempo de concentración de 5 minutos.

5.3.2 DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

En los estudios del proyecto túnel Del Carmen, se determinó un caudal de diseño de 140 lts/seg con la finalidad exclusiva de permitir la salida del agua acumulada en circunstancias en que se laven los túneles con la ayuda de las mangueras del Benemérito Cuerpo de Bomberos. Esta

estimación no contempló la infiltración de las aguas lluvias a través del macizo rocoso. En los párrafos anteriores establecimos que en los túneles del proyecto Mapasingue, propuestos en esta tesis, se van a producir infiltraciones de aguas lluvias y servidas, superiores al 50% de la escorrentía superficial. Haciendo una estimación del área de drenaje es posible deducir un caudal, que debe ser drenado del interior del túnel, cuyo valor es del orden de 200 lts/seg.

CAPITULO VI.

DISEÑO DE LAS OBRAS SUBTERRANEAS

VI. DISEÑO DE LAS OBRAS SUBTERRANEAS

Con la información obtenida hasta el momento se analizaron 3 alternativas de obras subterráneas:

- a) una sola cavidad o túnel para 4 carriles de circulación,
- b) un túnel con 2 cámaras y
- c) dos túneles con 2 carriles cada uno separados, por mas de 50 metros.

El análisis se ha hecho mediante las siguientes consideraciones:

1. La falda Norte del Cerro desarrolla un perfil superficial del terreno entre 100 y 150 m de longitud con cotas que varían entre 20 y 35 m, esto implica que si la contra clave del túnel comienza en la cota 10 y llega en el portal a la cota 21, sólo existirá un recubrimiento de 21 metros. Como la altura de los túneles en la alternativa **c)** es de 7 m el recubrimiento le triplica en altura. Así se consigue que sea una obra subterránea profunda. Si la excavación fuese de una sola cavidad de mayor diámetro y mayor altura la clave (aproximadamente 8.50 m), el túnel sería superficial lo cual lo haría evidentemente más costoso. (Ver anexo 3 – láminas 3.2 y 3.3)
2. Al argumento anterior se suma el hecho de que el macizo rocoso presenta un perfil de meteorización que varia entre 1 y 3 metros con lo que el

recubrimiento de roca es aún menor, por tanto no es conveniente aumentar las dimensiones del túnel.

3. La distancia que debe atravesar el túnel es de más de 500 m de longitud, por lo que se requiere instalar un sistema de ventilación. Si se realiza una sola cavidad para permitir el tráfico en los dos sentidos, se presentaría una complicación para lograr desalojar del túnel los gases de la combustión. El efecto del golpe de tráfico, como ayuda para sacar los gases, quedaría prácticamente anulado ya que los vehículos se desplazarían en los dos sentidos.
4. Existen impedimentos de espacio por causa de la existencia de calles angostas con viviendas a los lados, sobre todo, en la falda Sur del cerro.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores se propone la construcción de dos túneles unidireccionales, el uno partiendo desde la ladera Sur del cerro Mapasingue, denominado túnel “**Sur-Norte**” y otro que deberá partir desde la falda Norte del cerro designado túnel “**Norte-Sur**”. Se ha seleccionado el tipo de túnel denominado de “**medio punto**” el cual está conformado por un tramo recto de hastiales de 1.70 m de altura y una cavidad semicircular con un radio final de 4.85 m con el revestimiento. Cada túnel tendría una calzada de 7.68 m dotada de aceras para mantenimiento,

tendrían además espacio subterráneos para permitir el paso de servicios como drenaje, cables eléctricos y telefónicos, etc.

Los túneles también deberán contar con cámaras interiores para estacionamiento, para el caso de percances de los coches, y un sistema de ventilación necesario para sacar los gases tóxicos de la combustión.

6.1 DISEÑOS DE ESTABILIZACION DE PORTALES

Las investigaciones realizadas y los parámetros obtenidos hasta el momento permiten deducir que los portales deben ser construídos entre la cota 10 y la cota 30, considerando que el túnel tendría una altura máxima de excavación de 7.0 m, por lo que se cumple aproximadamente la relación requerida para considerar a esta obra como un túnel profundo, esto significa en la práctica que se busca la participación del macizo rocoso en la estabilización del túnel; para un recubrimiento menor, los análisis son completamente diferentes ya que se trata de un túnel superficial en el cual la clave puede llegar a soportar todo el peso del recubrimiento, lo que representa un notable encarecimiento del costo de la obra.

ESTABILIZACIÓN DE LOS PORTALES SUR.- Este portal está interceptado por estratos rocosos de microbrechas y areniscas de grano grueso de espesores variables entre 0.4 y 1 m con un buzamiento de aproximadamente 16° en el sentido de la pendiente, existiendo además fracturas tectónicas subverticales y también paralelas a la estratificación.

Se han efectuado cálculos de estabilidad de taludes cortados entre 15 y 20 m de altura, primero con taludes verticales y luego con taludes 0.25 a 1 (ver anexo 6 - cuadros 6.1A y 6.1B) ⁽¹⁰⁾. En los dos casos se produce falla de talud por caída de bloques. Por esta razón se requiere contener a los bloques cuyos planos de deslizamiento se dirigen al talud y como existen fracturas subverticales existe una condición cinemática de falla. Los bloques de mayor tamaño que podrían formarse tienen entre 15 y 30 toneladas de peso por lo que se requiere un diseño de estabilización combinado, que se explica en la siguiente secuencia:

1. Colocación de una capa de hormigón proyectado de 5 cm.
2. Colocación de malla electrosoldada de 12x12 cm, ϕ 4.5 mm, asegurada con clavos de anclaje de 50 cm de longitud en una densidad no menor de 1 clavo cada 4 m² de malla.
3. Colocación de otra capa de 2 cm de hormigón proyectado.

4. Colocación de barras pasivas de acero de 2.54 cm de diámetro mediante perforado hasta 9 m de profundidad en una inclinación de 45° con respecto a la horizontal con inyección a presión de lechada de cemento. Las barras deben ser colocadas en un mallado que esta definido en el anexo 6 - lámina 6.1.
5. Colocación de una capa final de 3 cm de hormigón proyectado.

Además, previo a la excavación del túnel, se debe construir también un anillo circular de 8 pernos inyectados en roca de longitud 4.5 m y ϕ 2.54 cm. El proceso de estabilización también consiste en dejar colocadas tuberías ligeramente inclinadas hacia la pendiente, llenas de arena (filtro) con microrejillas (1 cada 3 m en 3 bolillo – Ver anexo 6 – cuadro 6.2 – gráfico 6.1) para permitir la salida de agua de infiltración acumulada en el talud que puede ejercer presiones hidrostáticas.

ESTABILIZACIÓN DE LOS PORTALES NORTE.- Debido a las características geomecánicas de las areniscas de grano fino a medio cuyo ángulo de fricción es superior a los 30° con una cohesión del orden de 80 ton/m² o superior, pueden ser estables taludes verticales dado que además los estratos rocosos se inclinan 16° en sentido contrario a la pendiente. Para efectos constructivos es conveniente que el talud tenga

inclinación, por lo que se propone un talud de 0.25 a 1 sobre el portal (ver anexo 6 - cuadro 6.3A y 6.3B) en donde se establece que no existen condiciones de falla de talud por bloques ya que no existe libertad cinemática de movimiento de dichos bloques; sin embargo de esto, se conoce que los taludes excavados en dichos materiales sufren deterioro de sus propiedades geomecánicas en pocos años de exposición al ambiente. Por esta razón se propone proteger el talud mediante el siguiente procedimiento:

1. Colocación de una capa de hormigón proyectado de 5 cm.
2. Colocación de malla electrosoldada de 12x12 cm, ϕ 4.5 mm, asegurada con clavos de anclaje de 50 cm de longitud en una densidad no menor de 1 clavo cada 4 m² de malla.
3. Colocación de otra capa de 7 cm de hormigón proyectado.

Además se deben dejar colocadas tuberías ligeramente inclinadas hacia la pendiente llenas de arena (filtro) con microrejillas (1 cada 3 m en 3 bolillo - ver anexo 6 - cuadro 6.2 - gráfico 6.1) para permitir la salida de agua de infiltración acumulada en el talud que pueden ejercer presiones hidrostáticas.

En el anexo 6 - lámina 6.2 se presenta el diseño de estabilización del portal con los elementos estabilizantes antes mencionados.

6.2 DISEÑO DE ESTABILIZACION Y PROTECCION DE LOS TALUDES EXCAVADOS EN ROCA

De acuerdo a las características topográficas del terreno y a las propiedades geotécnicas de los materiales, se deduce que se podrán tener taludes excavados en roca estables con una inclinación de 0.25 a 1 para el caso de excavaciones de entre 10 y 20 metros de altura. Para excavaciones menores los taludes pueden ser prácticamente verticales, sin embargo se considera una pendiente de 0.20 a 1.

Como en toda roca excavada existe el peligro de pérdida de resistencia de los estratos rocosos por efecto de los agentes meteorológicos, por lo que es imprescindible protegerlas. Mediante experiencias en casos similares se considera suficiente la colocación, inmediatamente después de la excavación del talud, lo siguiente:

1. Capa de hormigón proyectado de 3 cm,
2. Malla electrosoldada de 12x12 cm, ϕ 4.5 mm, asegurada con clavos de anclaje de 50 cm de longitud en una densidad no menor de 1 clavo cada 4 m² de malla.

3. Capa final de hormigón proyectado de 5 cm para el caso de los taludes menores de 10 m y de 8 cm para taludes entre 10 y 20 m.

Simultáneamente a la colocación del hormigón proyectado y malla se deben dejar tubos de drenaje con filtros y microrejillas (1 cada 3 m en 3 bolillo – ver anexo 6 – cuadro 6.2 – gráfico 6.1) en una disposición similar a la descrita en el proceso de estabilización de los portales.

6.3 DISEÑOS DEL SOPORTE

6.3.1 CONCEPTOS TEORICOS

ESFUERZOS GENERADOS EN LOS TÚNELES.- Cuando se excava un túnel se tienen principalmente 2 tipos de sollicitaciones:

1. Presiones debidas al peso de cuñas o bloques de roca que pueden deslizarse o caer libremente ⁽¹¹⁾ ⁽¹²⁾.
2. Esfuerzos debido al estado de tensiones del macizo rocoso, que se traducen en desarrollo de esfuerzos circundantes en torno a la cavidad a la que se opone la presión de soporte P_i ⁽¹¹⁾ ⁽¹³⁾.

La consideración de los 2 aspectos antes mencionados, a lo que se suma una eventual presión hidrostática, permite determinar el estado de tensiones global que se va a desarrollar en el macizo rocoso.

Presión generada por las cuñas de rocas ⁽¹¹⁾ ⁽¹²⁾ ⁽¹⁴⁾. - Las cuñas o bloques de rocas se producen por la intersección de los planos de fracturas con las caras excavadas del túnel por lo que existen varios tipos: Cuñas que pueden deslizarse, cuñas que pueden caer y cuñas que pueden permanecer en su sitio luego de la excavación. Ante las dudas de la forma del movimiento de una cuña inclinada hacia la cavidad, se asume que la cuña va a actuar sobre la clave del túnel con todo su peso y sobre los hastiales mediante una componente deducida del peso de la cuña y la inclinación del plano de falla. El trabajo de determinación de cuñas consiste en la ubicación detallada de las fracturas aflorantes en superficie y también de aquellas que se detectan exclusivamente mediante perforaciones. Las investigaciones realizadas permiten determinar que sí existen posibilidades de generación de cuñas con la excavación del túnel, principalmente en los tramos de portales ya que en estos sitios la roca presenta su menor calidad geotécnica. Mediante el uso de la red estéreo - gráfica se pueden establecer al menos 2 tipos de cuñas y, considerando la geometría del túnel, dichas cuñas pueden tener en los comienzos del túnel volúmenes variables entre 10 y 30 toneladas.

En el caso de que exista falla por cuñas y habiéndose calculado los volúmenes y pesos correspondientes, son estabilizadas mediante la

colocación de pernos de anclaje que las atraviesan hasta estratos firmes donde se anclan. Dependiendo de la calidad, los pernos pueden soportar cada uno entre 10 y 30 ton/m² por lo que una estabilización puede ser realizada con pocos pernos.

Esfuerzos debido al estado de tensiones del macizo rocoso ⁽¹¹⁾ ⁽¹³⁾.- La ejecución de la excavación del túnel provocará relajación de esfuerzos en torno a la cavidad, que se traducirán en deformaciones las cuales van a incidir directamente en el sostenimiento y revestimiento de esta obra.

Considerando las características geológico-geotécnicas del macizo rocoso se seleccionó el procedimiento indicado por Hoek E. y Brown para estimar los esfuerzos y deformaciones ⁽¹⁵⁾.

Este método contempla el comportamiento elasto-plástico de los macizos rocosos luego de la excavación ⁽¹⁶⁾, admitiendo que se produce una zona elástica en torno a la cavidad y otra zona de comportamiento plástico más alejada de la línea de excavación.

Se conoce la existencia de varios tipos de comportamientos de los macizos rocosos, entre ellos tenemos:

- Elasto-plástico frágil,
- elasto-plástico con ablandamiento,

- elasto-plástico con endurecimiento,
- elasto-perfectamente-plástico y
- comportamiento viscoso

Se considera más conveniente la utilización de la teoría elasto-plástica por la constitución geológica de los estratos rocosos, los cuales en su mayoría son potentes (espesores de mas de 0.50 m) pero están constituídos de una granulometría compuesta por arenas finas a gruesas y gravillas en una matriz limo-arcilloso.

El principio del análisis consiste en considerar que un macizo rocoso en estado de sollicitación natural del terreno tiene presiones litostáticas que pueden ser entendidas mejor como presiones hidrostática. Se asume que inicialmente, justo al inicio de la excavación del túnel, existe una presión de soporte o una resistencia a la deformación que equilibra la presión generada por el terreno. Sin embargo, esta presión de soporte va disminuyendo paulatinamente como consecuencia de la deformación del terreno, convergiendo hacia la cavidad excavada, de esta forma se asume que inicialmente la convergencia sigue la ley de elasticidad y después las de elasto-plasticidad.

Dado que se asume en el análisis que la cavidad es circular, ocurre un incremento radial de la deformación. Se forma un anillo en el dominio elástico donde la línea exterior de dicho anillo corresponde a la deformación al límite de elasticidad. Si esta deformación progresa, entra en el rango de plasticidad, lo cual implica un círculo de diámetro aun mayor. Esto explica como un túnel que no es estabilizado oportunamente puede desarrollar su deformación de convergencia hasta radios de deformación irreversibles y colapsar. Por lo que el procedimiento más adecuado para diseñar y construir túneles es aquel que permite el control y la detención oportuna de dichas deformaciones. Este método es denominado de “convergencia – confinamiento” (17).

En la práctica se considera conveniente establecer los siguientes criterios y definiciones para proceder al análisis de la deformación de un túnel con el que se llega a determinar las denominadas líneas características del terreno o también llamadas “curvas de convergencia” (18):

1. El túnel es considerado de forma circular de un radio inicial r_i .
2. Se considera que los esfuerzos en los ejes horizontales y verticales en el interior del macizo rocoso son iguales, se los designa por P_o . Cabe anotar que cuando existen esfuerzos orogénicos puede haber una

variación notable de dichos esfuerzos axiales, este no es el caso del cerro Mapasingue.

3. Cuando se inicia la excavación, existe una presión radial de soporte del macizo rocoso denominada P_i .
4. En la zona de comportamiento elástico se aplica el criterio de falla expresado por la relación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + m (\sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)^{1/2}$$

5. En la zona de comportamiento plástico se aplica el criterio de falla expresado por la relación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + m_r (\sigma_c \sigma_3 + s_r \sigma_c^2)^{1/2}$$

6. Se asume que los parámetros geomecánicos son constantes.
7. El límite de la zona plástica depende del esfuerzo P_o , de la presión de soporte P_i y además de las características del material, lo cual se considera tanto para análisis elástico como plástico.
8. Se considera que el túnel es simétrico.
9. Es necesario determinar para los cálculos los valores de m , s , m_r , s_r para las clasificaciones geotécnicas C y D que son las que se han encontrado en el túnel y que están dadas en el anexo 6 - cuadro 6.4.
10. Otros datos utilizados en los cálculos son: resistencia a la compresión simple, modulo de Young, coeficiente de Poisson, peso

unitario del macizo rocoso, la magnitud del esfuerzo y el radio del túnel.

Se ha elaborado una hoja electrónica programada en la cual se ingresan los datos y se obtienen las correspondientes curvas características. En el caso concreto del presente estudio se han editado las curvas correspondientes a dos radios de túnel (5.20 y 5.45 m) en consideración a la excavación en los portales y en el tramo normal del túnel. Debido a que se tienen terrenos tipo D y tipo C se obtuvieron 2 curvas características para cada caso, las cuales están detalladas en el anexo 6 cuadros 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8– gráficos 6.2, 6.3, 6.4 y 6.5.

Los resultados obtenidos demuestran que en la zona de portales de los túneles (material tipo D) se va a producir un comportamiento elasto-plástico con ablandamiento. Siendo absolutamente necesario un procedimiento de estabilización, ya que sin soporte fallaría primero la clave y luego los hastiales.

Adicionalmente a esto se debe considerar la existencia de cuñas que pueden producirse en ciertos sectores del portal y que también corresponden al material tipo D.

Las curvas encontradas para el material tipo C determinan en cambio un comportamiento elástico que luego de la correspondiente deformación converge, es decir que ya no se produciría más deformación. Teóricamente no se requeriría sostenimiento, sin embargo pueden existir cuñas de roca lo cual se puede detectar sólo al momento de excavar el túnel y lo que es más importante debido a las infiltraciones de las aguas lluvias y aguas servidas pueden generarse presiones hidrostática importantes, especialmente en la clave y en los hastiales, esto significa que debe realizarse un tratamiento de estabilización.

6.4 CALCULO DEL SOPORTE

El sector más crítico para la estabilización de los túneles constituye evidentemente el tramo de portales y en el procedimiento constructivo pueden presentarse varios imponderables que podrían detener la obra, con la consecuencia de tener costosos equipos parados. Por esta razón se deben optar por soluciones prácticas que consisten en el empleo de sistemas de soporte combinados cuya efectividad se ha demostrado en la construcción de muchos túneles.

Uno de los procedimientos para interrumpir la deformación progresiva en una excavación, consiste en la colocación inmediata de hormigón proyectado, el cual adquiere cierta resistencia antes de una hora de colocado; luego se instalan paños de malla electro-soldada sujetos mediante clavos de anclaje y a continuación otra capa de hormigón proyectado. La primera capa de hormigón proyectado es a veces suficiente para contener la inestabilidad de la parte superficial de la excavación.

También se aplican otras dos soluciones antes de la colocación de la capa final de hormigón proyectado: colocación de cerchas flexibles y/o colocación de pernos de anclaje. Estas soluciones estabilizadoras están en función de la resistencia geomecánica del terreno, la cual se cuantifica en función de la longitud del avance de excavación del túnel sin que éste falle. En los estudios y diseños efectuados para el proyecto túnel cerro Del Carmen se determinó que el avance máximo que se podría tener en el material tipo D es de 1.50 m en un tiempo de 5 horas de sostenimiento sin estabilización, en tanto que para el material tipo C el avance fue determinado en 2.30 m en un tiempo de sostenimiento sin estabilización de 20 horas. Esto implica que se dispone de un tiempo máximo, considerando el avance antes mencionado, para colocar las soluciones

de estabilización. Una cercha flexible o rígida puede entrar a funcionar en un tiempo de 1 a 2 horas y un perno de resina en un tiempo de 2 a 3 horas, por lo tanto estarían dentro del límite estable.

Para determinar las curvas de soporte se debe contar primero con las “*curvas de convergencia*” o “*curvas características del terreno*”. En dichas curvas se visualiza el límite de la deformación elástica y los rangos plásticos antes de la falla del túnel. En base a esta información, se asume que el soporte se coloca una vez que se ha producido la deformación inicial, provocada por la dificultad de colocar soportes apenas se ejecuta la excavación, lo que también está en función del equipo disponible.

6.4.1 CALCULO DE LAS CURVAS DE SOPORTE

En realidad se trata de una recta definida por un punto de deformación al momento de instalar el soporte y por un segundo punto calculado en base al avance de la deformación y al esfuerzo que genere finalmente el soporte. Se trata de interceptar mediante esta curva de soporte a la curva de convergencia deteniendo así su desarrollo.

Mediante este sencillo enfoque se puede deducir que es imperiosa la necesidad de colocar el soporte en el menor tiempo posible para tener un menor desarrollo de la zona plástica de deformación en torno a la cavidad del túnel. Este criterio permite una economía en los costos de estabilización ya que es evidente que cuanto más tiempo transcurra será más espesa la capa de materiales que carga sobre el túnel y, por tanto, más densos y costosos los soportes. Sin embargo es preciso puntualizar que una reducción en el avance para colocar soportes, que toman tiempo para su instalación, podría hacer que el proceso de construcción sea ineficiente. Por lo tanto se debe ajustar en el terreno un avance de la excavación en función del comportamiento real de los materiales rocosos, de la disponibilidad de equipos y sobre todo de la maniobra que estos puedan realizar.

Para determinar el tipo de sostenimiento a usarse en el túnel se ha debido conocer la presión máxima de soporte (P_{smax}) que puede desarrollar el sistema de sostenimiento elegido y su constante de rigidez (K). La presión máxima del soporte alcanza la falla plástica. Con estos dos valores se puede trazar la recta "*presión de soporte - deformación*" que define el comportamiento del sistema de soporte. Esta recta debe ser

interceptada con la curva “*convergencia-deformación*” del macizo rocoso, la cual representa el comportamiento del mismo.

La ecuación de la recta presión-deformación del sistema de soporte es:

$$\mu_i = \mu_{io} + \frac{P_i r_i}{K}, \text{ siendo } P_i = P_{smax}$$

en donde:

μ_i = deformación admitida por el sistema de soporte.

P_i = presión ejercida en el soporte.

K = constante de rigidez del soporte.

r_i = radio del túnel.

μ_{io} = deformación inicial antes de instalar el sistema de soporte.

Esta deformación dependerá del mínimo que necesite para colocar el sistema de soporte después de haberse realizado la excavación. Debido a que el objetivo al estabilizar el túnel, es el de cortar el desarrollo de la zona plástica alrededor del mismo, se ha asumido que este tiempo es equivalente o preferiblemente menor al tiempo de sostenimiento de la excavación sin soporte. Los valores de presión máxima (P_{smax}) y constante de rigidez (K) para los diferentes sistemas de soporte empleados en el túnel, de acuerdo a los criterios propuestos por Hoek y Brown, son:

a) Sistema de Soporte de Hormigón proyectado

La rigidez del hormigón proyectado se la calcula mediante la formula:

$$k_c = \frac{E_c [r_i^2 - (r_i - t_c)^2]}{(1 + \nu_c)[(1 - 2\nu_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2]}$$

en donde:

r_i = radio del túnel.

t_c = espesor del hormigón lanzado.

ν_c = razón de Poisson del hormigón proyectado.

E_c = módulo elástico del hormigón proyectado.

La presión máxima de soporte se calcula mediante la formula:

$$P_{SCMAX} = 0.5\sigma_{CCON} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right]$$

en donde

σ_{CCONC} = resistencia a la compresión uniaxial del hormigón lanzado.

Ver anexo 6 – cuadro 6.9 – gráfico 6.6 y 6.7.

b) Sistema de soporte de Cerchas de Acero entibadas con tacos de madera.

$$\frac{1}{k_s} = \frac{S r_i}{E_s A_s} + \frac{S r_i^3}{E_s I_s} \left[\frac{\theta(\theta + \text{sen } \theta \cos \theta)}{2 \text{sen}^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2S\theta t_b}{E_b W^2}$$

en donde:

r_i = radio del túnel.

S =espaciamiento entre cercha y cercha.

2θ =ángulo entre puntos de entibado (radianes).

W = ancho de la sección transversal de la cercha.

A_s = área de la sección transversal de la cercha.

I_s = momento de Inercia de la sección transversal de la cercha.

E_s = módulo elástico del acero.

t_b = espesor del entibado de madera.

E_b = módulo elástico de la madera.

$$P_{SSMAX} = \frac{3A_s I_s \sigma_{ys}}{2S r_i \theta [3I_s + X A_s \{r_i - (t_b + 0.5X)\} (1 - \cos \theta)]}$$

donde:

σ_{ys} = resistencia de trabajo del acero.

X = altura de la sección transversal de la cercha.

Tal como se decidió técnicamente en el proyecto túnel Del Carmen la cerchas mas convenientes para el caso de terreno tipo D serian las TH29 que son mas bien cerchas flexibles y que no requieren de tacos. Para el proyecto actual se puede admitir la misma solución. Ver anexo 6 – cuadro 6.10 – gráfico 6.6 y 6.7.

c) Sistema de Soporte de Pernos de Anclaje.

La rigidez de los pernos se calcula mediante la relación:

$$\frac{1}{k_b} = \frac{S_c S_l}{r_i} \left[\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right]$$

Donde:

r_i = radio del túnel.

S_c = espaciamiento circunferencial entre perno y perno.

S_l = espaciamiento longitudinal entre perno y perno.

l = longitud libre de perno, entre el anclaje y la cabeza.

E_b = módulo elástico del material del perno.

Q = valor característico que depende del tipo de anclaje.

$$P_{sbMAX} = \frac{T_{bf}}{S_c S_l}$$

T_{bf} = resistencia última del perno obtenida del ensayo a carga total.

Ver anexo 6 – cuadro 6.11 – gráfico 6.6 y 6.7.

Experimentalmente se ha definido que el factor T_{bf} es aproximadamente igual a 20 tons. para pernos inyectados, contruidos mediante una barra de acero de 25mm de diámetro y una longitud de 4.5mts. Para esto se utiliza una perforación mínima de 38mm de diámetro, se inyecta con mortero de cemento y arena fina clasificada. Estos pernos pueden ser realizados en nuestro medio

hasta 4mts. de longitud por lo que se estima la resistencia de anclaje en 15 toneladas.

6.4.2 DIMENSIONAMIENTO

En el anexo 6 – láminas 6.3, 6.4 y 6.5, se presenta el diseño del soporte, considerando dos etapas de excavación del túnel. En dichas láminas se puede observar el procedimiento de colocación del hormigón proyectado, de las cerchas y de los pernos de anclaje.

6.4.3 MEDIDAS DE CONVERGENCIA

Este es un procedimiento indispensable durante la construcción del túnel porque permite determinar si el soporte colocado es suficiente o requiere ser reforzado.

Las medidas de convergencia son en cierta forma una verificación en obra de las curvas características del terreno y también del comportamiento del soporte. Una disposición estandarizada de las medidas de convergencia en la superficie del túnel y en el interior del mismo, denominadas en este caso medidas extensiométricas, se presenta en el anexo 6 – lámina 6.6.

6.5 DISEÑOS DEL REVESTIMIENTO

Luego de estabilizado el túnel, mediante las soluciones de soporte, el revestimiento solo pasa a constituirse en un acabado del túnel.

La razón fundamental de colocar revestimiento está relacionada a que luego de colocar los soportes, la superficie del túnel queda irregular. Como toda obra vial debe existir una geometría perfectamente definida, no solo en el pavimento, sino también en los bordes, aceras, hastiales y clave.

En el continente europeo el revestimiento se lo realiza mediante el empleo de carretones, los cuales van siendo colocados sucesivamente aislando cada tramo revestido con las paredes estabilizadas, de tal manera que se inyecta a presión hormigón hidráulico, Debido a que nuestro país es considerado sísmicamente activo y en particular Guayaquil esta considerada dentro de una zona de alta sismicidad, se plantea colocar una armadura de hierro mínima en el revestimiento.

En el proyecto túnel Del Carmen efectuado por la ESPOL, también se diseñó el revestimiento con armadura de acero, el cual se ha adoptado para la presente tesis, y consta en el anexo 6 – lámina 6.7.

Debido a que en el trabajo de estabilización mediante el soporte de hormigón proyectado, se ha planteado colocar malla electrosoldada, estos mismos elementos pueden ser colocados en un panel o dos paneles paralelos (dependiendo si el espesor de revestimiento es de 20 o 30 cm). Se considera que esta es una solución mucho más rápida y menos costosa que la colocación de armadura como parte del revestimiento.

6.6 DIMENSIONAMIENTO DE DRENAJES

DRENAJE LATERAL.- Se deben captar las infiltraciones que se recogen en la clave y los hastiales del túnel mediante la colocación de tuberías que van conectadas directamente al macizo rocoso sin estabilizar y que deben ser colocadas desde el inicio de la instalación de soporte.

DRENAJE PRINCIPAL.- Consistirá en un tubo colector con la capacidad de receptor el flujo recogido en los tubos de drenaje laterales mediante una pendiente que permite la circulación del agua hasta los

portales del túnel y de estos hacia el sistema de alcantarillado de aguas lluvias de la ciudad. (ver anexo 6 – láminas 6.8 y 6.9). En las cuales se hace constar: la implantación general del sistema de drenaje, los cortes transversales que muestran la disposición de los drenajes laterales y el drenaje principal, y también los detalles de diseño de las tuberías y filtros utilizados en la solución.

6.7 OBRAS SUBTERRANEAS ADICIONALES

6.7.1 FALSOS TUNELES

Se propone construir un falso túnel en cada ingreso y salida de la obra subterránea, que son estructuras de hormigón armado cuya única función es permitir el alargamiento del túnel verdadero, sin soportar ninguna carga, fuera de la de su propio peso y de las cargas dinámicas provocadas por los sismos.

Para el refuerzo se deben tener en cuenta los siguientes normas generales, que también pueden ser aplicados en el caso que se pongan refuerzos de hormigón armado en el revestimiento:

1. Todos los refuerzos deben corresponder a las normas de construcción ACI y al Código Ecuatoriano de la Construcción

2. De no especificarse de otra manera, el recubrimiento para refuerzo principal deberá ser de la siguiente forma:
- ◆ Hormigón colocado sobre relleno, 10 centímetros.
 - ◆ Bloques masivos en contacto con relleno o expuestos al agua, 10 centímetros.
 - ◆ Revestimiento del túnel, 20 centímetros.
 - ◆ Bloques no masivos no expuestos al agua 10 centímetros.
3. La resistencia del hormigón es igual $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
4. La resistencia del acero $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$.
5. Todos los diámetros del hierro están en milímetros.
6. Todas las dimensiones están en metros a menos que se indique de otra manera.
7. Las longitudes típicas de anclaje y traslape son:

Diámetro mm	Longitud de anclaje cm	Longitud de traslape cm
12	30	40
14	30	45
16	30	60
18	30	60
20	45	75
25	60	115
28	75	145
32	95	190
36	120	240

En el anexo 6 – lámina 6.10, se presenta el dimensionamiento de la estructura con la correspondiente distribución de acero, espesores del arco o clave, los hastiales y la cimentación que es sobre roca.

6.7.2 PAVIMENTOS EN EL INTERIOR DEL TUNEL

En el anexo 6 – láminas 6.11, 6.12 y 6.13, se presenta el dimensionamiento del pavimento en el interior del túnel y falso túnel, que sería el mismo que se utiliza en las vías de acceso cimentadas sobre roca, lo cual se va a tener en las dos vías de llegada o salida que están en las dos faldas del cerro.

Se incluye también el diseño de un pavimento en la vía comprendida entre el paso desnivel “Teatro Centro de Arte” y la calle Primera de Mapasingue, en donde debe realizarse, tanto obras de drenaje para conducir las aguas servidas que actualmente son superficiales, como también un terraplén mostrado en la lámina 6.11 con todos los elementos de un pavimento flexible.

CAPITULO VII.
OTROS DISEÑOS

VII. OTROS DISEÑOS

7.1 VIADUCTOS

Tomando en cuenta que se ha demostrado la necesidad de construir cuatro viaductos, cuyas longitudes fluctúan entre 120 y 180 metros, es conveniente utilizar un diseño conceptualmente similar para todas dichas estructuras, que tenga como denominador común una buena concepción arquitectónica, ya que es necesario recordar que son obras que tienen un largo periodo de vida útil y que, por tanto, pasan a ser parte del desarrollo urbanístico de la ciudad.

Es evidente que cuando se diseñan y construyen viaductos monolíticos, pueden obtenerse mejores resultados arquitectónicos por la continuidad de la estructura y porque se pueden dar condiciones estéticas a las formas. Sin embargo, una estructura monolítica continua puede ser de 10 a 20 % más costosa y requiere de un mayor tiempo para construirse que otra integrada por partes, que es un criterio que debe ser valorado.

Con estos antecedentes, la solución más recomendable, es al parecer, la de construir en los tramos rectos utilizando vigas prefabricadas,

pretensadas y aun postensadas. En lo que concierne a los tramos curvos podrían construirse estructuras de hormigón armado.

Otros aspectos de peso en las decisiones deben ser la longitud que tendrían las luces donde por tanto es más conveniente considerar vigas postensadas fundidas en sitio si son de más de 30 metros de longitud, con el correspondiente refuerzo transversal por las características sísmicas de nuestro país.

La más importante contribución, que se puede hacer en el presente trabajo, constituye el hecho de que se ha determinado que los viaductos pueden ser cimentados directamente sobre estratos rocosos sedimentarios, este es el caso de los dos viaductos en la avenida Juan Tanca Marengo y aquel próximo al Teatro Centro de Arte. El viaducto a construirse entre la calle Primera de Mapasingue y la vía a Daule también podría ser cimentado sobre roca mediante una excavación de poco espesor de suelo.

7.1.1 CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO

COLUMNAS CIRCULARES Y APOYOS EN ROCA. - Dado que el ancho de la vía es de 7.68 metros, para dos carriles, se propone construir

estribos constituidos por 3 columnas circulares de aproximadamente 60 cm de diámetro, de alto variable entre 3 y 6 m, amarradas en su parte inferior, por una riostra transversal de 60 x 70 cm y estabilizadas por 3 vigas “Key” de 60 x 60 cm con su correspondiente anclaje de 50 cm en la roca (ver anexo 7 – gráfico 7.1). Esta solución fue escogida por tratarse de una cimentación sobre roca.

En lo referente a los tramos curvos, se los debe considerar como una estructura monolítica apoyada directamente sobre el sistema de estribos antes descrito. El concepto aplicado aquí es el de una viga recta curvada desarrollada horizontalmente, en lo posible, y, cuando existen tramos que suban o bajen, horizontal y verticalmente.

VIGAS T.- En los cabezales se puede colocar una viga T con las siguientes dimensiones aproximadas:

- ancho 60 cm,
- alto 100 cm,
- ancho del ala 1,800 cm y un
- espesor de las alas 30 cm.

Sobre la viga van a descargar las vigas pretensadas o postensadas más el peso de la losa de pavimento y otros elementos del paso a desnivel. (Ver anexo 7 – gráfico 7.2)

Para diseñar las viga T se consideran las cargas puntuales transmitidas por las vigas principales y la carga suprayacente, dicho valor se transforma en carga uniformemente repartida dividiendo para la luz de las vigas; en el caso de que las vigas sean equidistantes, la luz es la que se tiene entre las columnas extremas, pero si las columnas no son simétricas se deben calcular con dos luces diferentes. Si las luces de las vigas principales son iguales, las cargas a cada lado del eje de la viga T son también iguales, en caso contrario, las cargas que van a soportar las alas serían diferentes, lo cual genera esfuerzos de torsión. En este caso para efectos del análisis se considera un torque uniformemente distribuido.

VIGAS PRINCIPALES EN LOS TRAMOS RECTOS.- Se la denomina también vigas cargadoras, que pueden ser de hormigón armado y son de menos de 25 metros o de hormigón pretensado si son de más de 25 metros, en los dos casos el análisis debe considerar los siguientes aspectos:

- ◆ Las vigas deben ser prefabricadas, siempre y cuando tengan las dimensiones antes señaladas, teniendo en cuenta la disponibilidad de equipos para izarlas.
- ◆ Conociendo las cargas debe realizarse el diagrama de momentos flectores y conociendo la configuración de este diagrama se puede colocar el toron con los cables siguiendo aproximadamente la ubicación de la curva de momentos flectores. (ver anexo 7 – gráfico 7.3)
- ◆ Teniendo como punto de partida el diagrama de corte, es posible disponer el acero transversal o estribos y dado que en un momento dado el cortante es cero, se asume un espaciamiento de estribos que viene dado en las normas ACI en el cual esta basado principalmente el Código Ecuatoriano.

LOSA.- Esta estructura descansa sobre las vigas principales y puede ser en un sentido, en cuyo caso se analiza como una viga de ancho unitario. Se debe tomar en cuenta en el diseño de la losa que el área de influencia de las vigas extremas es la mitad del área de la viga central. Sin embargo de esto, se mantiene una dimensión de las vigas principales, porque las losas pueden tener volados. (Ver anexo 7 – gráfico 7.4)

JUNTAS.- Los diseños también incluyen las juntas horizontales y verticales, tanto longitudinales como transversales, que se deben disponer en toda la estructura, pues de su comportamiento preestablecido y de su funcionamiento va a depender el buen servicio que de la obra.

7.2 VENTILACION EN EL TUNEL

Dado que los túneles tienen más de 500 metros de longitud, se requiere de un sistema que permita la circulación del flujo de aire ayudado por el efecto de pistón que tienen los vehículos viajando en una misma dirección.

El diseño del sistema de ventilación se lo realiza utilizando la relación de velocidad de circulación, teniendo como concepto de partida una velocidad de circulación del flujo de aire de 1.2 m/seg.

De acuerdo a los diseños de ventilación para el proyecto túnel cerro Del Carmen, se determinaron como necesarios la colocación de ventiladores

axiales tipo chorro con alabes de rodete de perfil simétrico por lo que pueden invertirse, actuando en parejas, colocados mediante pernos anclados en el revestimiento cada 50 metros. El empuje de estos ventiladores es de 320 Newtons, su potencia unitaria es de 11 Kilovatios, la velocidad de soplado es de 35 m/seg y el empuje de aire en QDA (caudal de aire) es de 8.8 m³/seg. Esta disposición de diseño fue dada para un túnel de 415 metros de longitud, que puede ser aplicado a la longitud promedio de los túneles de Mapasingue de 512 metros, mediante la colocación de 2 pares adicionales de ventiladores a chorro.

7.3 DISEÑOS ELECTRICOS

Este trabajo constituye una parte importante de los diseños adicionales del túnel ya que son indispensables para la circulación vehicular.

Un buen diseño eléctrico debe incluir condiciones de visibilidad tales, que el ingreso y la salida del túnel no causen molestias al conductor, tanto en circulación diurna como nocturna.

La ESPOL ejecuto para el proyecto túnel Del Carmen los diseños de iluminación en los cuales están detalladas las acometidas de alta y baja tensión, los cuartos de transformadores, los alimentadores eléctricos, paneles de distribución, el tablero principal, etc. y la distribución de luminarias que es el resultado final del trabajo.

CAPITULO VIII.

**PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LAS
OBRAS A CONSTRUIRSE**

VIII. PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LAS OBRAS A CONSTRUIRSE

Para realizar este trabajo se ha considerado los análisis de costos unitarios determinados en la elaboración del presupuesto de obras en el proyecto túnel cerro Del Carmen, el cual fue efectuado en dólares americanos. Se ha considerado una depreciación del orden del 3% anual de dicha moneda, luego de 11 años de ejecutado dicho trabajo.

En lo referente a la construcción de los puentes-viaductos, se han considerado análisis de costos unitarios realizados para los proyectos que se están construyendo en la ciudad de Guayaquil. Dichos costos unitarios están en función de la longitud de las estructuras, en el caso del presente proyecto son cuatro, en las que se ha propuesto un diseño combinado de hormigón armado en las partes curvas y elementos prefabricados en las partes rectas. En cuanto a las vías de acceso se han tomado en cuenta un análisis de costos unitarios actualizados para la construcción de vías en la ciudad de Guayaquil.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación mediante: un desglose de costos unitarios por cada tipo de obra a construirse y el presupuesto referencial general del proyecto.

DESGLOSE DE COSTOS UNITARIOS DE CONSTRUCCION DE LOS
TUNELES

DESCRIPCION DEL TRABAJO	ANCHO (m)	LONGITUD (m)	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO
LIMPIEZA Y DESALOJO, MOVILIZACION Y CAMPAMENTO		512.00	m	30.66
EXCAVACION DE ACCESOS (EN ROCA): VIA Y PORTALES	20	100.00	m	1,150.00
EXCAVACION DEL TUNEL	10	512.00	m	464.45
PROTECCION Y ESTABILIZACION DEL TUNEL	10	512.00	m	1,225.98
REVESTIMIENTO DEL TUNEL	10	512.00	m	362.30
OBRAS DE DRENAJE	10	512.00	m	222.66
CALZADA	10	512.00	m	325.20
OBRAS DE VENTILACION	10	512.00	m	356.05
OBRAS DE ILUMINACION	10	512.00	m	225.78
VARIOS	10	512.00	m	17.58
COSTO UNITARIO POR LA CONSTRUCCION DE TUNELES				4,380.66

DESGLOSE DE COSTOS UNITARIOS DE CONSTRUCCION DE LOS
FALSOS TUNELES

DESCRIPCION DEL TRABAJO	ANCHO (m)	LONGITUD (m)	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO
EXCAVACION	10	44.00	m	428.00
ENCOFRADO	10	44.00	m	475.00
ACERO DE REFUERZO	10	44.00	m	980.00
INYECCIONES	10	44.00	m	337.00
OBRAS COMPLEMENTARIAS	10	44.00	m	235.00
COSTO UNITARIO CONSTRUCCION DE FALSOS TUNELES				2,455.00

DESGLOSE DE COSTOS UNITARIOS DE ESTABILIZACION DE
PORTALES Y TALUDES

DESCRIPCION DEL TRABAJO			UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO
LIMPIEZA			m ²	1.32
EXCAVACION			m ³	8.50
DRENAJE			m ²	3.50
BARRAS PASIVAS			UNIDAD	137.00
HORMIGON LANZADO			m ²	18.50
MALLA ELECTROSOLDADA			m ²	6.50
COSTO UNITARIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y PORTALES				175.32

DESGLOSE DE COSTOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCION DE VIADUCTOS

DESCRIPCION DEL TRABAJO			UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO
LIMPIEZA Y REPLANTEO			m ²	8.06
EXCAVACION NORMAL Y RELLENOS			m ²	37.62
PILOTES			m ²	0.00
PILAS			m ²	37.35
VIGAS			m ²	116.89
TABLERO DE HORMIGON ESPESO 0.20			m ²	21.5
CARPETA ASFALTICA			m ²	161.2
OBRAS COMPLEMENTARIAS			m ²	24.18
COSTO UNITARIO DE LA CONSTRUCCION DE VIADUCTOS.				406.8

DESGLOSE DE COSTOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCION DE VIAS

DESCRIPCION DEL TRABAJO			UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO
CORTE EN ROCA				2.86
NIVELACION DE PLATAFORMA				0.27
REMOCION DE SUELO VEGETAL				0.27
SESALOJO				0.86
RECONFORMACION DE PLATAFORMA				3.43
CAPAS DE SUB-BASE Y BASE				6.48
PAVIMENTO DE HORMIGON, ESPESOR 0.25 m				70.85
ACERO DE REFUERZO				13.56
BORDILLOS, ACERA Y PARTERRE				5.1
CARPETA ASFALTICA				16.12
OBRAS COMPLEMENTARIAS				27.88
COSTO UNITARIO POR m² DE VIA				147.68

PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PRE-PROYECTO

TIPO DE OBRA	ANCHO (m)	LONGITUD (m)	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
TUNEL SUR-NORTE	10	512.00	m	4,380.66	2,242,900
TUNEL NORTE-SUR	10	515.00	m	4,380.66	2,256,042
FALSOS TUNELES TUNEL SUR-NORTE	10	44.00	m	2,455.00	108,020
FALSOS TUNELES TUNEL NORTE-SUR	10	65.50	m	2,455.00	160,803
ESTABILIZACION PORTAL SUR, TALUDES, TUNEL SUR-NORTE	21	25.00	m ²	175.32	92,043
ESTABILIZACION PORTAL Y TALUDES NORTE TUNEL SUR-NORTE	30	240.00	m ²	175.32	1,262,304
ESTABILIZACION PORTAL Y TALUDES SUR TUNEL NORTE-SUR	20	62.00	m ²	175.32	217,397
ESTABILIZACION PORTAL Y TALUDES NORTE TUNEL NORTE-SUR	32	200.00	m ²	175.32	1,122,048
SUB-TOTAL CONSTRUCCION DE TUNELES					7,461,556
CONSTRUCCION VIADUCTO CALLE PRIMERA-V.DAULE	7.68	140.00	m ²	406.80	437,391
CONSTRUCCION VIADUCTO TEATRO C.A.	7.68	120.00	m ²	406.80	374,907
CONSTRUCCION VIADUCTO TANCA M. SUR-NORTE	7.68	170.00	m ²	406.80	531,118
CONSTRUCCION VIADUCTO TANCA M. NORTE-SUR	7.68	180.00	m ²	406.80	562,360
SUB-TOTAL CONSTRUCCION VIADUCTOS					1,905,777
	7.68	1,050.00	m ²	147.68	1,190,892
	7.68	120.00	m ²	147.68	136,102
	7.68	740.00	m ²	147.68	839,295
	7.68	750.00	m ²	147.68	850,637
SUB-TOTAL CONSTRUCCION VIAS DE ACCESO					3,016,925
TOTAL PROYECTO(DOLARES AMERICANOS)					12,384,258
TOTAL PROYECTO(SUCRES)					76,782,400,320

SEP.30/98

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

Las investigaciones realizadas permiten establecer lo siguiente:

- ♦ **Ventajas de Construir la Solución.**- Es indudable que construir una vía que una el kilómetro 4.5 del carretero a Daule (Punto A) con la avenida Juan Tanca Marengo (Punto B) representa un ahorro considerable de distancia, prácticamente un 50%, y el consecuente ahorro de tiempo de circulación y combustible. La solución evita la congestión vehicular y por ende disminuye el grado de contaminación atmosférica debida a los gases de la combustión.

- ♦ **Características Topográficas Favorables.**- Para emplazar la vía entre el punto A y el punto B existen condiciones topográficas favorables para un diseño en terreno llano. Esto implica que las vías de acceso se darían por las cotas más convenientes hasta llegar a los portales de los túneles. También se tiene una topografía favorable para construir túneles, con longitudes de aproximadamente 500 metros.

- ◆ **Condiciones Geológicas y Geotécnicas Favorables.**- En el cerro de Mapasingue, concretamente en la franja estudiada, se encuentra la formación geológica Cayo, a través de su miembro Cayo SS, constituido por los estratos de mayor espesor que se encuentran en dicha formación geológica. En las investigaciones geotécnicas realizadas detalladamente para el proyecto túnel cerro Del Carmen, se estableció que dicho grupo litológico era el que mejores condiciones presentaba. Por existir una observación prácticamente continua de los afloramientos rocosos en el área de Mapasingue; se establece, con bastante aproximación, la existencia de un grupo litológico dominado por estratos potentes de microbrechas y areniscas de grano grueso a medio, que son favorables para la construcción de los túneles.

- ◆ **Conveniencias de Construir dos Túneles.**- Si bien, las características geológicas son favorables, es necesario establecer que en los portales de los túneles los espesores de recubrimiento no son tan grandes, si se mantiene, la longitud del túnel en el orden de 500 metros, para evitar grandes excavaciones a cielo abierto. No es conveniente construir una sola cavidad, ya que al tener mayor dimensión, tendría poco recubrimiento, tornándose en un túnel superficial, lo cual no es conveniente para la economía del proyecto. Tampoco es aconsejable

realizar grandes excavaciones a cielo abierto (de mas de 30 metros de altura) porque el área esta habitada y también por el costo que tendría la estabilización.

Por los motivos antes expuestos, se decidió construir dos túneles unidireccionales con capacidad para dos carriles cada uno.

- ◆ **Elementos requeridos para la Solución de Tráfico Propuesta.**- Además de los túneles, cuyas distancia son de un poco mas de 500 metros, es necesario construir aproximadamente 2.5 Kms de vías de acceso para llegar a los portales Norte y Sur. Se requiere además construir 4 viaductos de longitudes que varían entre 120 y 160 metros.
- ◆ **Procedimiento Constructivo Seleccionado en el Túnel.**- El método constructivo a ser empleado es el denominado de “convergencia-confinamiento”, mediante el cual puede controlarse el avance de la excavación y estabilización de túneles. Esto implica que, durante el proceso de excavación, se deben realizar medidas de convergencia por lo menos cada 10 metros; estas mediciones permitirán conocer si la clave y los hastiales del túnel no se están deformando. En caso contrario, se deberá proceder al reforzamiento del soporte.

- ◆ **Obras Adicionales dentro del Túnel.**- En el túnel debe construirse un sistema de ventilación que permita la evacuación de los gases tóxicos provenientes de los vehículos, el tráfico vehicular en un sentido ayuda a la salida de los gases.

Los túneles también requieren de iluminación tanto en su interior como en los accesos.

- ◆ **Vías de Acceso.**- Las vías de acceso serán construidas, en mas del 80 %, sobre roca. Lo que implica que, su calidad puede ser fácilmente controlada utilizando una capa de agregados bien clasificada que: cubra las irregularidades de los cortes en roca y que brinde una superficie homogénea para la colocación de la carpeta de rodadura asfáltica o losa de hormigón. Se tiene un tramo de aproximadamente 450 metros de longitud en donde el pavimento debe descansar sobre suelos blandos.
- ◆ **Viaductos.**- Los viaductos pueden ser construidos directamente sobre roca, lo cual implica una disminución de costos notables por no existir la necesidad de cimentación.

La estructura de estribos o apoyos de puente puede ser simplificados, requiriéndose únicamente de anclaje en la parte inferior de las columnas, para lograr su estabilidad. Se plantea que en las partes curvadas se

utilicen elementos curvos mediante hormigón armado y, en los tramos rectos, vigas pretensadas de hasta 25 metros de longitud, pudiendo ser las vigas más cortas de hormigón armado.

- ◆ **Presupuesto de Construcción.**- Se ha elaborado un presupuesto tentativo de las obras a construirse, para lo cual se han considerado costos unitarios similares a los que se están empleando en obras en proceso de construcción, en la ciudad, tanto para vías como para pasos a desnivel.

RECOMENDACIONES:

Para disponer de un proyecto de factibilidad y quizás diseños definitivos, se recomienda lo siguiente:

1. Levantamiento topográfico detallado de los ejes de vía propuestos en una franja no menor de 50 metros, incluyendo todas las obras existentes.
2. Realización de perforaciones en el área de portales, se estiman cuatro (una en cada portal), de profundidad variable entre 20 y 25 metros con la determinación de permeabilidad y parámetros de facturación.
3. Para la construcción de la vía que une el punto A y la calle Primera de Mapasingue, se requiere hacer un análisis de una solución de alcantarillado que capte las aguas servidas del sector y que se integre al diseño de la calle.

4. Diseñar las vías empleando en lo posible técnicas nuevas y económicas, como construir la carpeta de rodadura con hormigón compactado con rodillo, directamente sobre la roca excavada o sobre una capa de base.
5. Realización de un diseño detallado de las obras de ventilación e iluminación, tomando en consideración aspectos como la acción del desplazamiento de los vehículos, la dirección del viento y la sección del túnel, que podría ser la misma que se maneja en los prediseños de esta tesis.
6. Realización de un diseño detallado del drenaje, tomando en consideración la ubicación del alcantarillado existente.
7. Para establecer un presupuesto real, se debe tomar en cuenta las ventajas que ofrece la calidad del terreno para construir las obras propuestas.

BIBLIOGRAFIA

1. PROYECTO "TUNEL DEL CARMEN" Volúmenes 4-5-6, Unidad de Transporte Masivo para Guayaquil, realizado por Escuela Superior Politécnica del Litoral, 1987.
2. SANTOS BAQUERIZO E., "Estudios de la Vía de Enlace Urdesa Norte Av. Juan Tanca Marengo." Tesis de Grado U. de Guayaquil, 1987.
3. CHAVEZ MIGUEL ANGEL, "Contribución a los Estudios y Diseños para la Construcción de un Túnel en el cerro del Carmen." Sociedad Ecuatoriana de Mecánica de Suelos y Rocas, Guayaquil Ecuador, 1980.
4. CHAVEZ MIGUEL ANGEL, "Caracterización Geoténica de los Materiales Rocosos de la Cuenca Baja del río Guayas." CEDEGE, Guayaquil Ecuador, 1981.
5. CHAVEZ MIGUEL ANGEL, "Estudios y Diseños para la Construcción de la Presa Prosperina I en el Campus Politécnico" Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil - Ecuador, 1983.
6. NUÑEZ DEL ARCO E., DUGAS F., LABROUSSE B., 1983: Contribución al conocimiento Estratigráfico, Sedimentológico y Tectónico de la Región Oriental de la Península de Santa Elena y parte sur de la Cuenca del Guayas - Ecuador, en base a 17 hojas geológicas, escala 1:50.000. Tercer Congreso Ecuatoriano de Ingeniería de Geología, Minas y Petróleo. Memoria pág. 1 - 33, tomo 1B.

7. CHAVEZ MIGUEL ANGEL, "Caracterización Geomecánica de la Formación Cayo en Guayaquil Ecuador", IX Conferencia Panamericana de Mecánica de Rocas, Caracas, 1990.
8. Lauffer H. "Gebirgsklassifizierung für Stollenbau" geologie und Bauwesen, 1958.
9. BIENIAWSKY Z. "The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications" Proc. IV ICRM Montreux, 1979.
10. BARTON N. "A geotechnical analysis of rock structure and fabric in the CSA Mine" Geomechanics Paper XSIRO Australia, 1977.
11. BARTON N, LIEN R. y LUNDE J. "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support" Rock Mechanics, 1974.
12. BACZYNSKI N. "Rock Mass Characterization and Its Application to Assessment of Unsupported Underground Openings" Ph.D.Thesis Melbourne, 1980.
13. AMBERG W. y LOMBARDI G. "Une méthode du calcul elastoplastique de l'état de tension et de deformation autour d'une cavité souterrainel" III ICRM Washington, 1974.
14. BRAY J. "A study of jointed and fractured rock" RMEG Vienna, 1967.
15. CHAVEZ MIGUEL ANGEL, "Estudios y Diseños para la Construcción de la Presa Prosperina II en el Campus Politécnico", Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil - Ecuador, 1993.

16. *HOEK E. y BROWN E.* "Underground excavations in rock" The Institution of Mining and Metallurgy London, 1980.
17. *KAISER P.* "A new concept to evaluate tunnel performance. Influence of excavation procedure" Cambridge, 1981.
18. *LOMBARDI G.* "Some comments on the convergence confinement method" Underground Space, 1980
19. *PANET M.* "Analyse de la stabilit6 d'un tunnel creus6 dans un massif rocheux en tenant comptedu comportement apr6s la rupture" Rock mechanics Vienna, 1976

OTRAS REFERENCIAS:

- *AFTES* losoutenement et revetement. Emploi de la methode convergence confinement" Recommandations de l'Association Francaise des Travaux en souterrains Paris, 1984
- *BIENIAWSKY Z.* "Engineering Cassification of Jointed Rock Masses" Trans. S.A.I.C.E., 1973
- *BROWN E. BRAY W. LADANYI B. y HOEK E.* "Ground response curves for rock tunnels" JGED ASCE, 1983
- *COATES D.* "Classification of Rock for Rock Mechanics" Int. J.R.M.and M.C., 1964

- *CHAVEZ MIGUEL ANGEL*,. “Aplicaciones de la Mecánica de Rocas a los Estudios de Tectónica y Evaluación de la Sismicidad”, Colegio de Ingenieros de Geología Minas y Petróleos del Guayas, IV Congreso Ecuatoriano de Geología Minas y Petróleos ,Guayaquil Ecuador, 1991.
- *CHAVEZ MIGUEL ANGEL*,. “Estudios y Diseños de Estabilización de los taludes de Corte en la Nueva Planta de Agua Potable de Guayaquil”, Techint - Comintrac Escuela Superior Politécnica del Litoral , Guayaquil Ecuador, 1992.
- *CHAVEZ MIGUEL ANGEL*, “Estudios y Diseños Geotécnicos para la construcción del Tanque de Almacenamiento en Lomas de Urdesa del Sistema de Agua Potable de Guayaquil”, Techint – Comintrac, Escuela Superior Politécnica del Litoral , Guayaquil Ecuador, 1994.
- *CHAVEZ MIGUEL ANGEL*,. “Estudios y Diseños de Estabilización del deslizamiento ocurrido sobre el Acueducto Lomas de Urdesa, del Sistema de Agua Potable de Guayaquil”, Techint – Comintrac, Escuela Superior Politécnica del Litoral ,Guayaquil Ecuador, 1995.
- *DAEMEN J. y FAIRHUST C.* "Influence of failed rock properties on tunnel stability" AIME New York, 1971
- *DEERE D., PECK R., PARKER H., MONSEES J. y SCHMIDT B.* "Design of Tunnel Support Systems" Highway Research Record, 1970
- *DESSENNE J. y DUFFAUT P.* "Les propriétés rhéologiques de la craie et leur influence sur le percement des galeries" Houille Blanche, 1970

- *EGGER P.* "Deformations at the face of the heading and determination of the cohesion of the rock mass" Underground Space, 1980
- *FAIRHUST C.* "Practical inferences from research on the design of tunnel supports" Conference AFTES Paris, 1980.
- *FRANKLIN J.* "Safety and Economy of Tunneling" Proc. X Can. Rock Mech. Symp. Kingstone, 1975.
- *GOODMAN R.* "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Roks" West Publ. St.Paul, 1976.
- *GOODMAN R. y SHI G.* "Block theory and its application to rock engineering" Prentice Hall New York, 1985
- *HELLER S. BROCK J. y BART R:* "The stresses around a rectangular opening with rounded corners in a uniformly loaded plate" AIME, 1958
- *HENDRON A. y A-TYER A.* "Stresses and strains around a cylindrical tunnel in an elastoplastic material with dilatancy" Corps of E. Omaha, 1972
- *HOECK H. y LONDE P.* "The design of rock slopes and foundations" III ICRM Washington, 1974
- *HOECK H. y BRAY J.* "Rock Slope Engineering" The Institution of Mining and Metallurgy London, 1978
- *KAISER P.* "Effect of stress history on the deformation behaviour of underground openings" Montreal, 1980.

- *KORBIN G.* "Simple procedure for the analysis of deep tunnels in problematic ground" Utah, 1976.
- *LABASSE H.* "Les pressions de terrains autour des puits" Reveu Universelle des Mines Liege, 1949.
- *LADANY-T B.* "Use of the long term strength concept in the determination of ground pressures on tunnel linings" III ICRM Washington, 1974.
- *LOMBARDI G.* "Dimensioning of tunnel linings with regard to construction procedures" Tunnel and Tunneling, 1973.
- *LOMBARDI G.* "Influence of rock characteristics on the stability of rock cavities" Tunnel and Tunneling, 1970.
- *LOMBARDI G.* "Nuovi concetti sulla statica delle gallerie Ingegneria" Ferroviaria Roma, 1974.
- *LOMBARDI G.* "Tunnel supports" III ICRM Washington, 1974.
- *NGUYEN MINH D. y BEREST P.* "Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant" IV ICRM Montreux, 1979.
- *NUÑEZ DEL ARCO E., DUGAS F.,* Guía Geológica del Sur-Oeste de la Costa Ecuatoriana, 1987, 160 páginas.
- *PECK R.* "Deep excavations and tunneling in soft ground" VII ICSMFE México, 1969

- *PERRI G.* "Graphical method for the analysis of rock slopes in urban areas" Proc. V ICRM Melbourne, 1983
- *PERRI G.* "Diseño Geotécnico de Túneles, Ediciones Innovación Tecnológica 1990.
- *SALCEDO D.* "Evaluación de la estabilidad de túneles en macizos rocosos mediante el método del bloque critical" I congreso Suramericano de Mecánica de Rocas Bogotá, 1982.
- *SCHWARTZ C. y E-TNSTEIN H.* "Simplified analysis for ground structure interaction in tunnelling" Rolla, 1980
- *WAGNER H.* "The new austrian tunneling method" Joannesburg, 1970
- *WARD W.* "Ground support for tunnel in weak rocks" Rankine Lecture London, 1978
- Caffarena Jorge, Calavera José, Estudio experimental de juntas de hormigonado en estructuras de edificios.1985.
- Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (CEDEGE), PUBLICACIONES DEL DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA (1984).
- Foundation Analysis and Desing Joseph E. Bowles
- "Manual de Drenaje del MOP" (Venezuela) (1967).
- "Manual de hidráulica" de King (1962).

- Proceedings of 10th U.S. – Japan Bridge Engineering workshop, design, modelin, experimentation, and performance. UJNR, U.S. JAPAN Panel on Wind and Seismic Effects. Lake Tahoe, Nevada, 1994.
- Reglamento de las construcciones de Concreto
- Reforzado y comentarios A.C.I. 318-95.
- “Recopilación de Detalles Típicos de Obras Civiles “ del Dr. Ing. Harry Osers (1979).
- Reinforced Concrete Desing
- Chu-kia Wang – Charles G. Salmon
- “Seepage, Drainage & Flownet” de Harry R. Cedergren (1967).

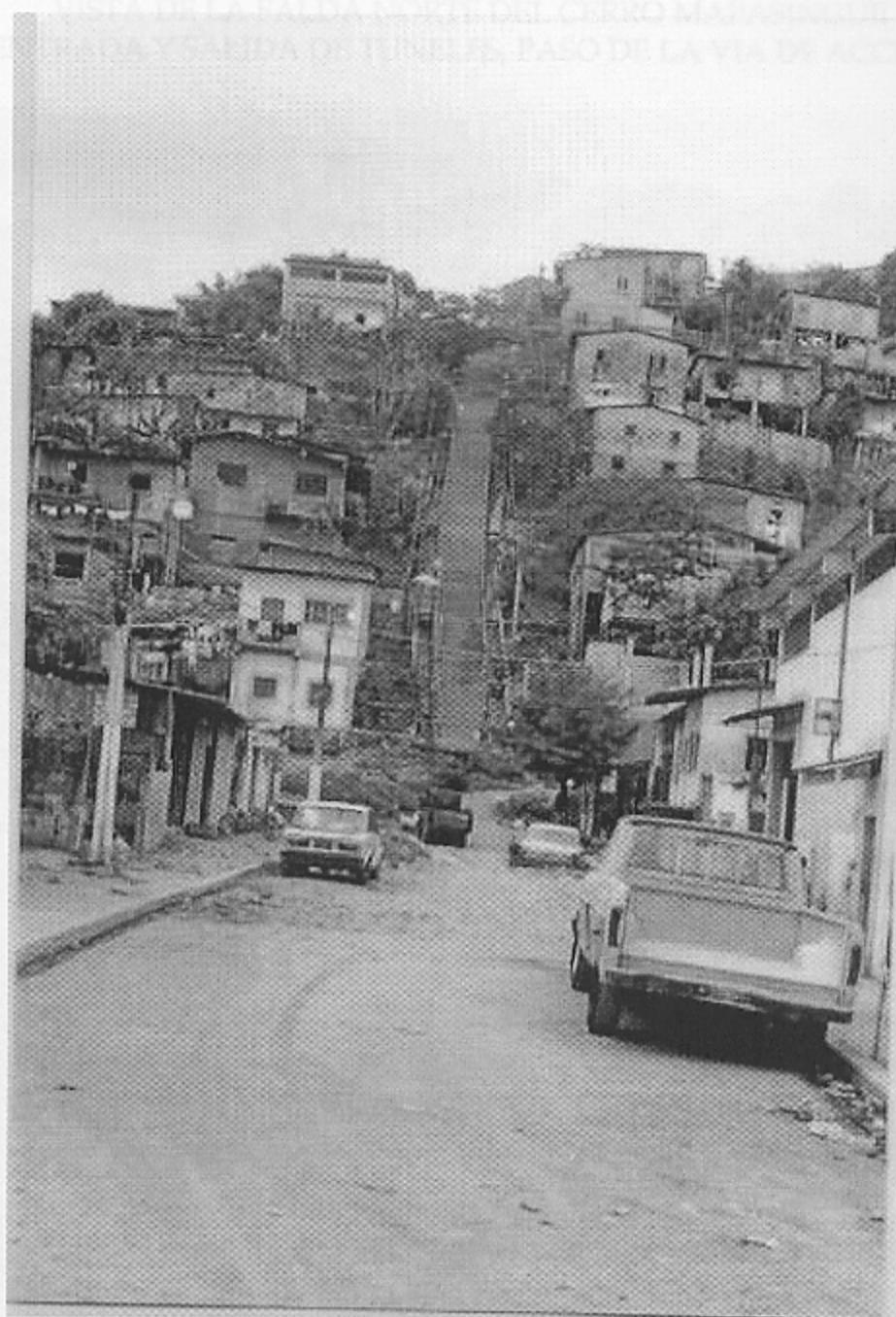
ANEXO
FOTOGRAFIAS



VISTA DE LAS CALLES PRIMERA Y SEGUNDA DE MAPASINGUE

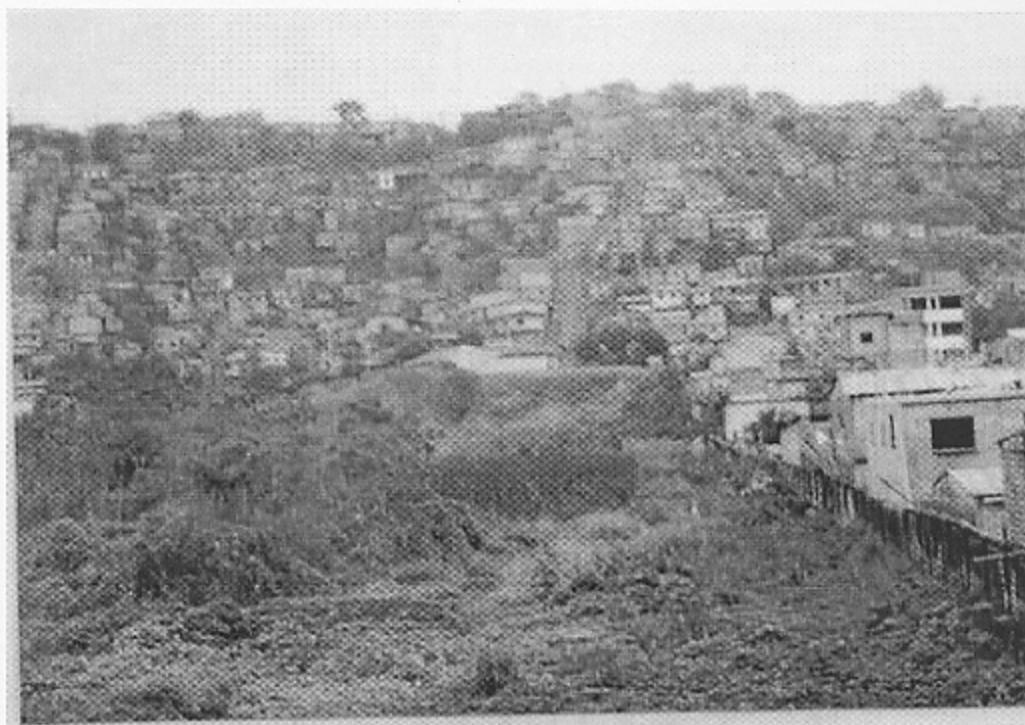


VISTA DE LA FALDA NOROCCIDENTAL DEL CERRO MARASQUEL
HACIA LA SALIDA DE LOS TUNELES, PASO DE LA VÍA DE ACCESO



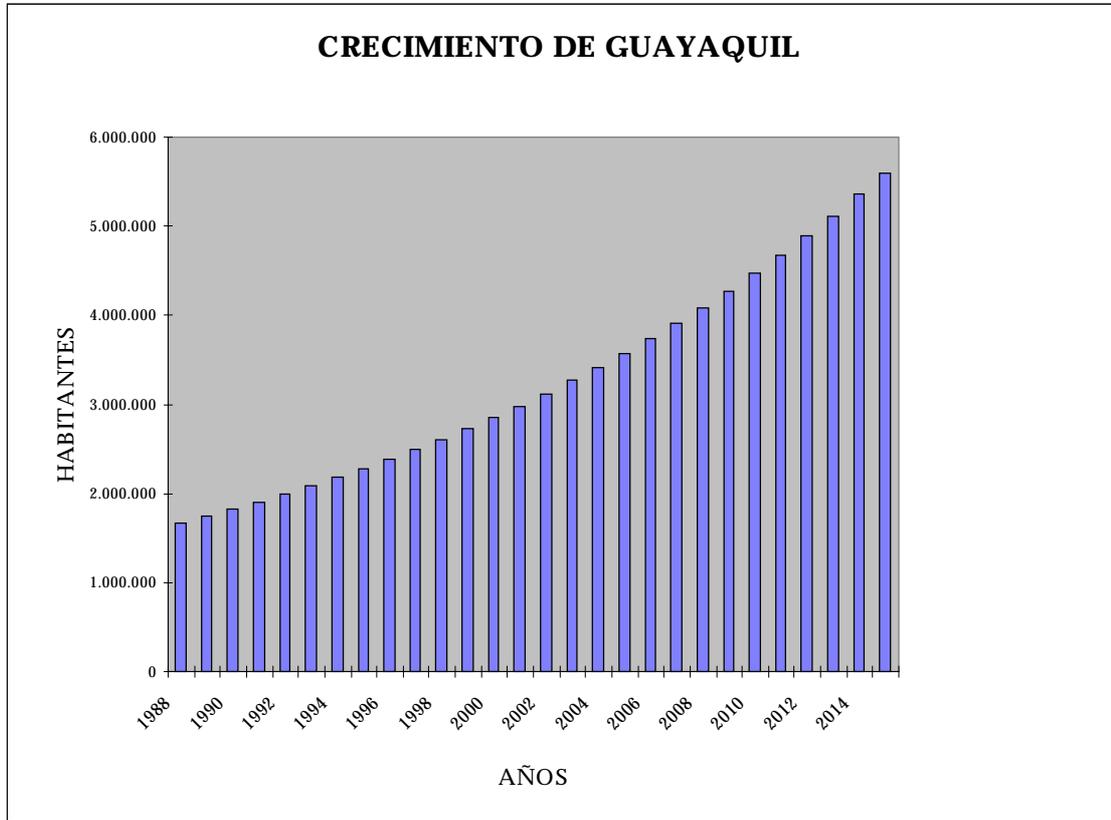
VISTA DEL INGRESO EN EL PORTAL SUR DEL TUNEL SUR-NORTE

VISTA DE LA FALDA NORTE DEL CERRO MAPASINGUE
ENTRADA Y SALIDA DE TUNELES, PASO DE LA VIA DE ACCESO



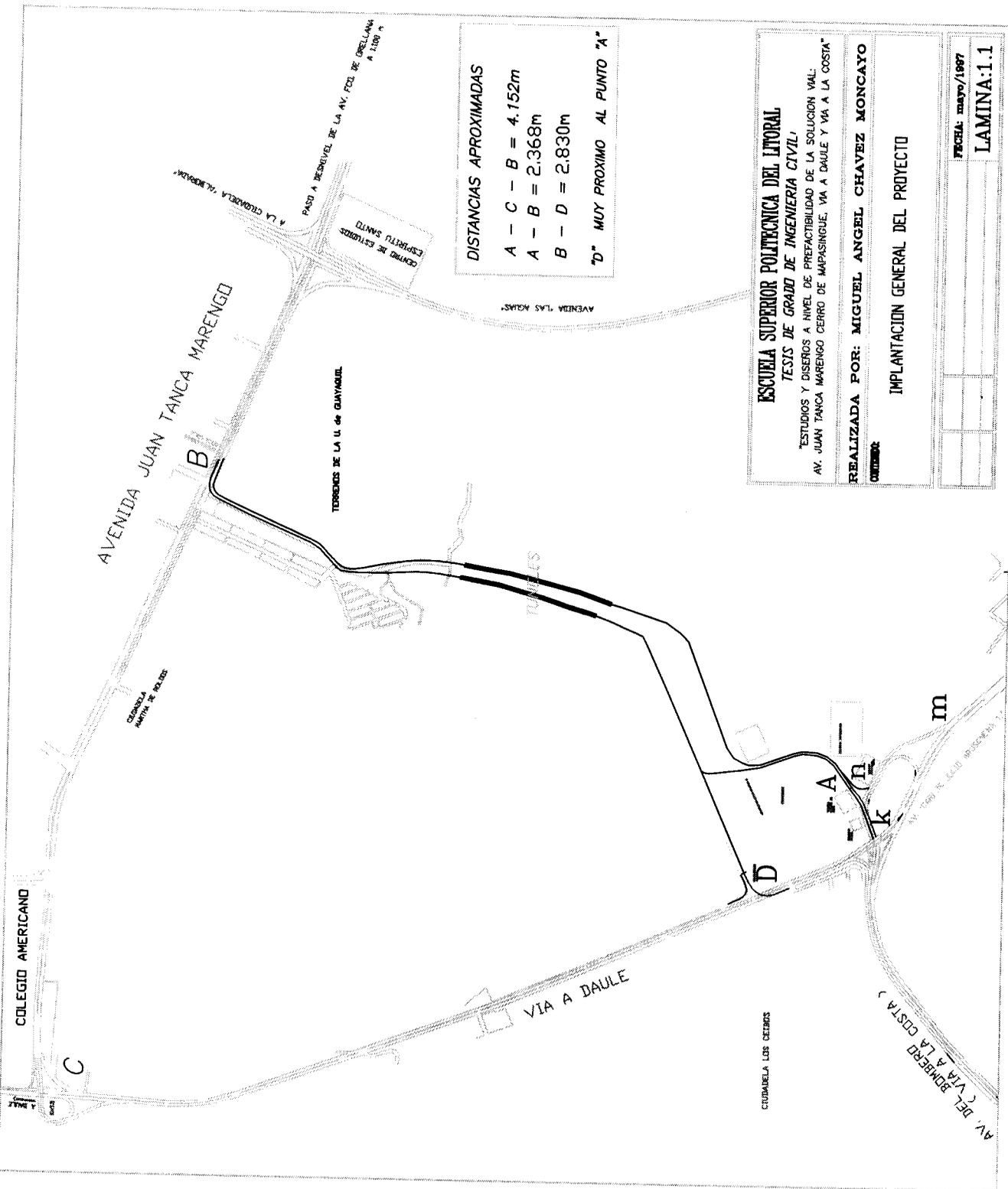
ANEXO 1

GRAFICO 1.1



LAMINA 1.1

Plano general de la ciudad de Guayaquil obtenido de imagen satélite



DISTANCIAS APROXIMADAS

A - C - B = 4.152m
 A - B = 2.368m
 B - D = 2.830m
 "D" MUY PROXIMO AL PUNTO "A"

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
TESTIS DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL
 ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA SOLUCION VAL:
 AV. JUAN TANCA MARENGO CERRO DE MAPASINGUE, VIA A DAULE Y VIA A LA COSTA"

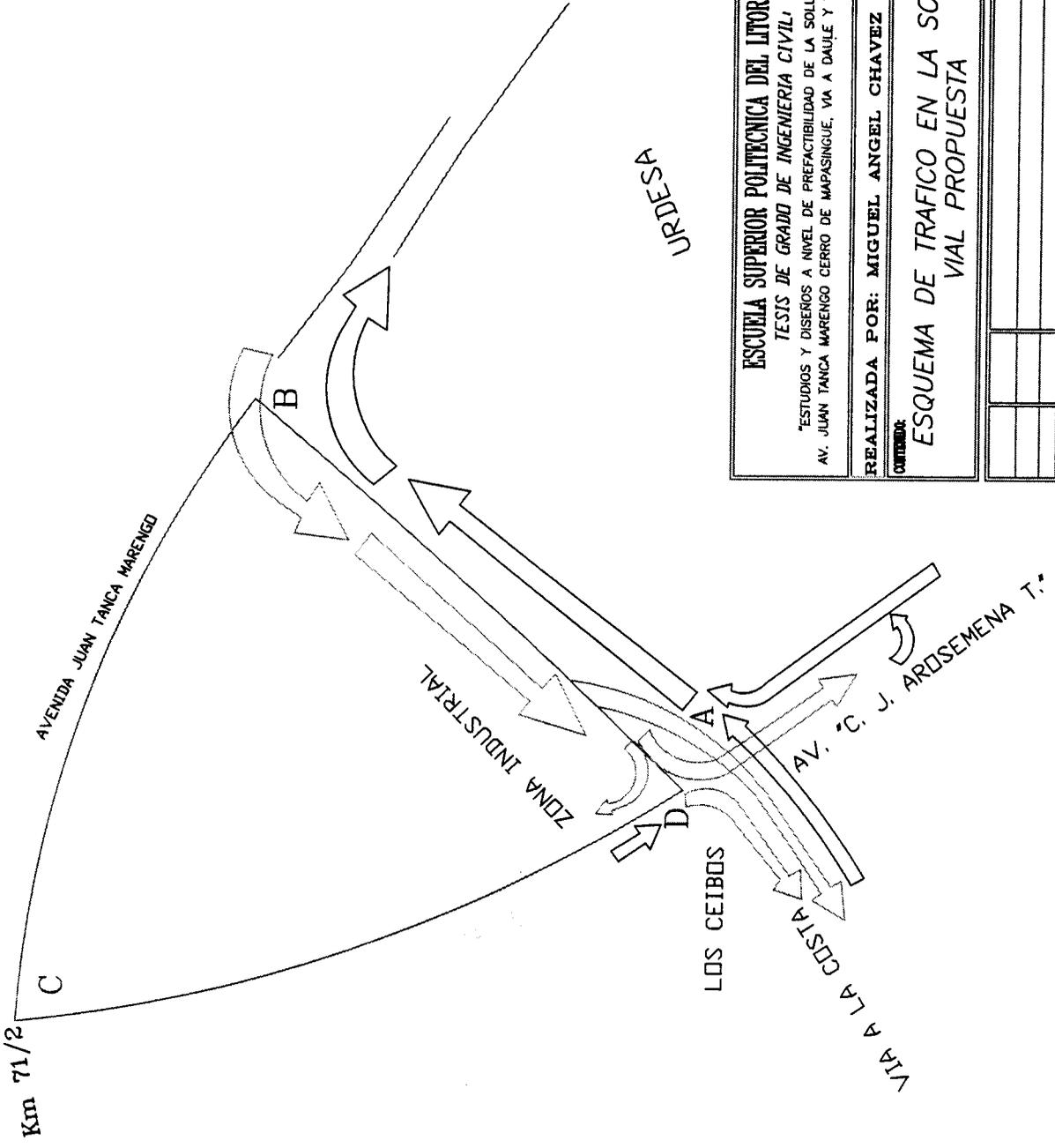
REALIZADA POR: MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO
CONTADOR

IMPLANTACION GENERAL DEL PROYECTO

FECHA: mayo/1997
 LAMINA: 1.1

AV. DEL BARRIO (VIA A LA COSTA)
 N° 1140 P. 3410 IMPORTE N° 11

ANEXO 2



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
TESIS DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL
 "ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA SOLUCION VIAL:
 AV. JUAN TANCA MARENGO CERRO DE MAPASINGUE, VIA A DAULE Y VIA A LA COSTA"
 REALIZADA POR: MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO
 CUIRUBA:

ESQUEMA DE TRAFICO EN LA SOLUCION
VIAL PROPUESTA

FECHA: mayo/1987	
CARTE:	
LAMINA 2.1	

CUADRO 2.1
RESULTADOS DEL AFORO DE TRAFICO

1. Ubicación Vía Juan Tanca Marengo frente a Coca Cola

Fecha : lunes 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehíc.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1767	1569	1492	1,609.33	1,609.33
Semipesados	393	368	276	345.67	691.33
Pesados	19	45	39	34.33	171.67
TOTAL					2,472.33

Fecha : miércoles 15 de Octubre 1997

Tipo de Vehíc.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño.
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1974	1481	1457	1,637.33	1,637.33
Semipesados	399	358	268	341.67	683.33
Pesados	20	24	31	25.00	125.00
TOTAL					2,445.67

Fecha : viernes 17 de Octubre 1997

Tipo de Vehíc.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1941	1543	2015	1,833.00	1,833.00
Semipesados	461	477	347	428.33	856.67
Pesados	27	45	26	32.67	163.33
TOTAL					2,853.00

Fecha : domingo 19 de Octubre 1997

Tipo de Vehíc.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	612	856	883	783.67	783.67
Semipesados	206	229	240	225.00	450.00
Pesados	5	3	0	2.67	13.33
TOTAL					1,247.00

PROMEDIO **2,254.50**

2. Ubicación Vía Juan Tanca Marengo frente al Colegio Americano

Fecha : lunes 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	706	624	594	641.33	641.33
Semipesados	231	150	230	203.67	407.33
Pesados	55	17	13	28.33	141.67
TOTAL					1,190.33

Fecha : miércoles 15 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	828	518	445	597.00	597.00
Semipesados	220	279	119	206.00	412.00
Pesados	38	39	25	34.00	170.00
TOTAL					1,179.00

Fecha : viernes 17 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00a13:00	18:00a19:00		
Livianos	1009	724	586	773.00	773.00
Semipesados	227	215	225	222.33	444.67
Pesados	61	18	34	37.67	188.33
TOTAL					1,406.00

Fecha : domingo 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	320	540	692	517.33	517.33
Semipesados	408	178	215	267.00	534.00
Pesados	71	42	0	37.67	188.33
TOTAL					1,239.67

PROMEDIO **1,253.75**

4. Ubicación Vía Juan Tanca Marengo entrada a Compañía AGA

Fecha : lunes 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1313	1120	849	1,094.00	1,094.00
Semipesados	565	515	370	483.33	966.67
Pesados	14	13	11	12.67	63.33
TOTAL					2,124.00

Fecha : miércoles 15 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1090	986	1050	1,042.00	1,042.00
Semipesados	341	350	352	347.67	695.33
Pesados	11	14	19	14.67	73.33
TOTAL					1,810.67

Fecha : viernes 17 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	878	1003	1300	1,060.33	1,060.33
Semipesados	298	355	313	322.00	644.00
Pesados	6	16	17	13.00	65.00
TOTAL					1,769.33

Fecha : domingo 19 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	922	789	740	817.00	817.00
Semipesados	305	287	258	283.33	566.67
Pesados	6	7	3	5.33	26.67
TOTAL					1,410.33

PROMEDIO **1,778.58**

5. Ubicación Ramal Distribuidor - Vía Daule - Vía a la Costa

Fecha : lunes 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	848	867	826	847.00	847.00
Semipesados	317	236	253	268.67	537.33
Pesados	0	0	3	1.00	5.00
TOTAL					1,389.33

Fecha : miércoles 15 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1067	890	847	934.67	934.67
Semipesados	334	257	236	275.67	551.33
Pesados	4	11	4	6.33	31.67
TOTAL					1,517.67

Fecha : viernes 17 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1004	1042	914	986.67	986.67
Semipesados	311	291	225	275.67	551.33
Pesados	19	10	3	10.67	53.33
TOTAL					1,591.33

Fecha : domingo 19 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseñ.
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	381	562	793	578.67	578.67
Semipesados	142	193	172	169.00	338.00
Pesados	6	2	0	2.67	13.33
TOTAL					930.00

PROMEDIO **1,357.08**

7. Ubicación Vía Guayaquil entrada a Mapasingue Este Av. Primera.

Fecha : lunes 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1343	1957	2137	1,812.33	1,812.33
Semipesados	774	973	1603	1,116.67	2,233.33
Pesados	9	16	6	10.33	51.67
TOTAL					4,097.33

Fecha : miércoles 15 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1378	1486	1767	1,543.67	1,543.67
Semipesados	812	657	948	805.67	1,611.33
Pesados	8	10	12	10.00	50.00
TOTAL					3,205.00

Fecha : viernes 17 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1567	2020	1683	1,756.67	1,756.67
Semipesados	763	1497	898	1,052.67	2,105.33
Pesados	3	21	21	15.00	75.00
TOTAL					3,937.00

Fecha : domingo 19 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	516	864	712	697.33	697.33
Semipesados	266	476	365	369.00	738.00
Pesados	3	3	0	2.00	10.00
TOTAL					1,445.33

PROMEDIO 3,171.17

9. Ubicación Vía Juan Tanca Merengo entrada a ciudadela Martha Roldós.

Fecha : lunes 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1253	1340	1414	1,335.67	1,335.67
Semipesados	503	349	412	421.33	842.67
Pesados	7	11	11	9.67	48.33
TOTAL					2,226.67

Fecha : miércoles 15 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1394	1028	1473	1,298.33	1,298.33
Semipesados	438	385	485	436.00	872.00
Pesados	6	6	8	6.67	33.33
TOTAL					2,203.67

Fecha : viernes 17 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1512	1633	1453	1,532.67	1,532.67
Semipesados	274	613	595	494.00	988.00
Pesados	9	9	5	7.67	38.33
TOTAL					2,559.00

Fecha : domingo 19 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	632	787	742	720.33	720.33
Semipesados	257	295	303	285.00	570.00
Pesados	5	5	3	4.33	21.67
TOTAL					1,312.00

PROMEDIO 2,075.33

10. Ubicación Vía Juan Tanca Merengo entrada a ciudadela Madrigal

Fecha : lunes 13 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1742	1857	2020	1,873.00	1,873.00
Semipesados	490	277	369	378.67	757.33
Pesados	11	28	21	20.00	100.00
TOTAL					2,730.33

Fecha : miércoles 15 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1877	1945	1963	1,928.33	1,928.33
Semipesados	446	423	339	402.67	805.33
Pesados	18	23	15	18.67	93.33
TOTAL					2,827.00

Fecha : viernes 17 de Octubre 1997

Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	1753	1550	2018	1,773.67	1,773.67
Semipesados	502	326	352	393.33	786.67
Pesados	27	7	27	20.33	101.67
TOTAL					2,662.00

Fecha : domingo 19 de Octubre 1997

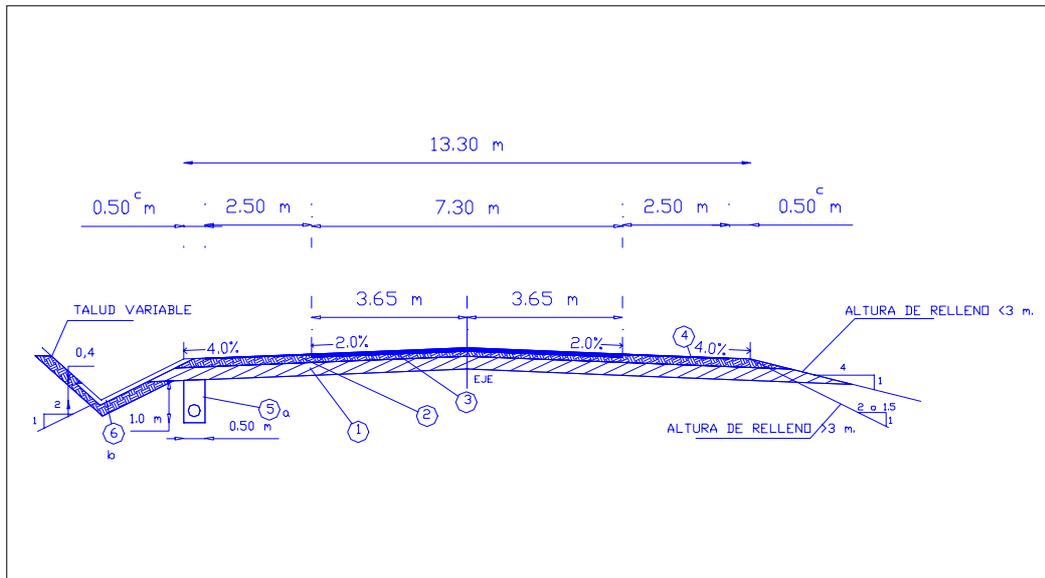
Tipo de Vehic.	HORA			SUMA PROM.	Vehíc. Diseño
	8:00 a 9:00	12:00 a 13:00	18:00 a 19:00		
Livianos	607	886	1483	992.00	992.00
Semipesados	264	258	308	276.67	553.33
Pesados	8	5	6	6.33	31.67
TOTAL					1,577.00

PROMEDIO **2,449.08**

CUADRO 2.2
CUADRO DE TIPO DE CARRETERA EN FUNCION DEL TRAFICO
PROYECTADO (MOP)

CLASE DE CARRETERA	TRAFICO PROYECTADO (TPDA)
R-I o R-II	mas de 8000
I	de 3000 a 8000
II	de 1000 a 3000
III	de 300 a 1000
IV	de 100 a 300
V	Menos de 100

CUADRO 2.3
SECCION TIPICA DE VIAS CLASE I



LEYENDA

1. 30 cm. Sub-Base (asumido)
2. 20 cm. Base (variable bajo los espaldones)
3. 7.5 cm. Pavimento de Concreto Asfáltico Caliente inclusive imprimación
4. Doble tratamiento Superficial Bituminoso inclusive imprimación
5. Subdrenaje – Tubería de Hormigón Perforada (20 cm. Φ) y Material de Filtro
6. Cuneta Revestida (en hormigón, mezcla asfáltica o mampostería)

Notas:

- a. Use cuando sea requerido
- b. Use cuando la pendiente longitudinal sea mayor del 4.0% y el material en sitio es erosionable, como regla general.
- c. Con imprimación solamente (0.40 gal/m²)

**TABLA 2.1
CALCULO DE TRAFICO ACTUAL**

RUTA DE AFORO	Número De vehículos	% DE UTILIZACION DEL PROYECTO			TOTAL VEHIC.	Total vehículos usuarios Proyecto
		18.00%	12.00%	8.00%		
1	2,254.50	405.81			405.81	315.74
2	1,253.75	225.68			225.68	
4	1,778.58			142.29	142.29	125.43
5	1,357.08			108.57	108.57	
7	3,171.17		380.54		380.54	380.54
9	2,075.33			166.03	166.03	180.98
10	2,449.08			195.93	195.93	
Total de Vehículos/h						1,002.69

**TABLA 2.2
CALCULO DEL TRAFICO PROYECTADO**

CALCULO DEL TRAFICO PROYECTADO (T_p)

Tráfico Actual (T _A) =	1,003
Rata de Crecimiento(i) =	0.07
Vida útil en años=	20.00
$T_p = T_A(n+i)n$	3,881.29 Tráfico Proyectado

**TABLA 2.3
CALCULO DEL TRAFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (T.P.D.A.)**

CALCULO DEL TRAFICO DESVIADO (T_D)

$T_D = 0.20 \times T_P = 776.02$

CALCULO DEL TRAFICO GENERADO (T_G)

$T_G = 0.25 \times T_P = 970.02$

CALCULO DEL T.P.D.A.

$T_P + T_D + T_G = 5,626.11$ **T.P.D.A**

ANEXO 3

620.300

620.200

620.100

620.000

619.900

619.850

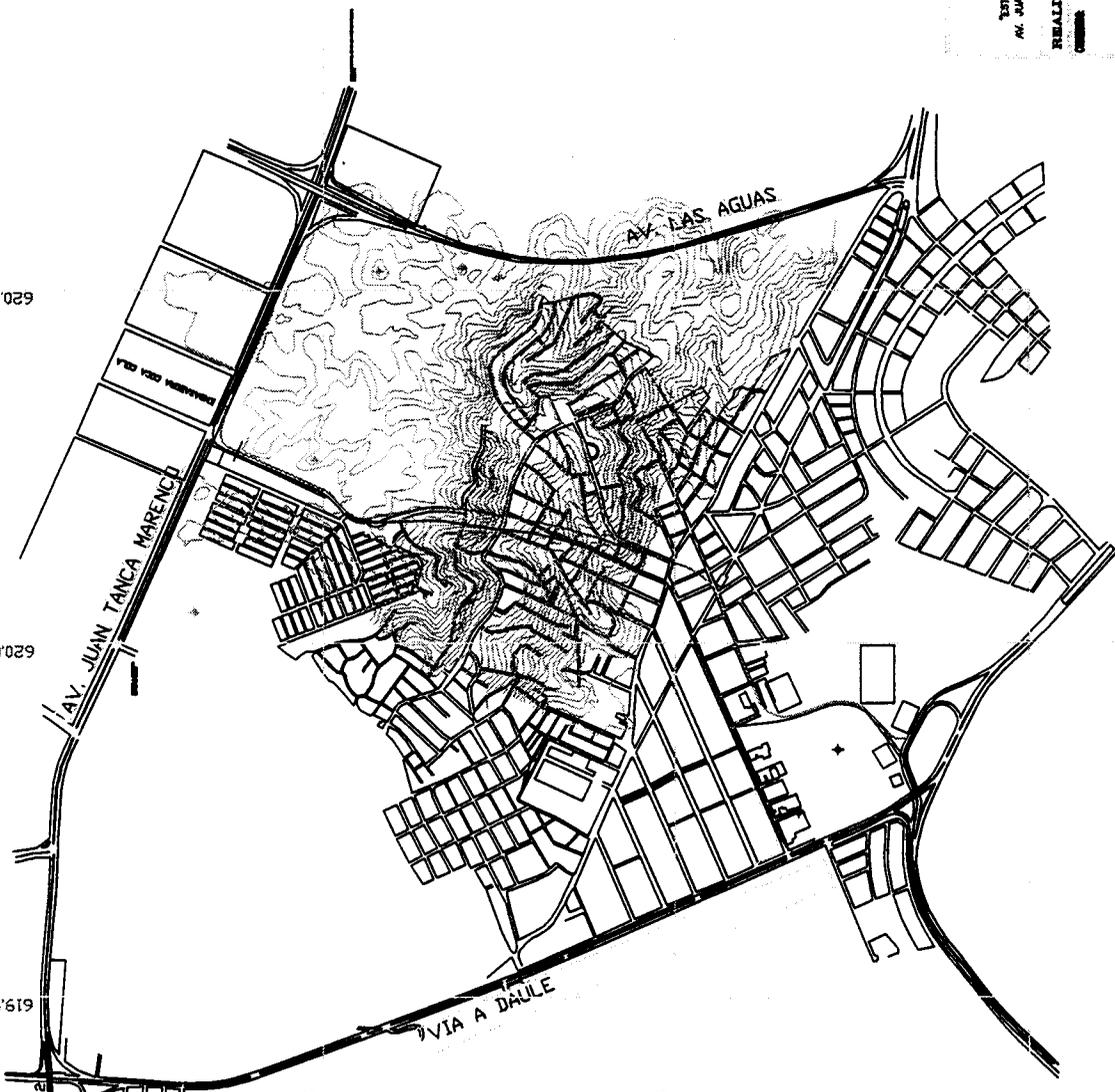
Km 7 1/2

9763.000

9762.000

9761.000

9761.500



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIOS Y DISEÑO A NIVEL DE PREFECTIBILIDAD DE LA SOLUCIÓN VIAL
 AV. JUAN TANCA MARENCO CENTRO, MAMASIGUO, VA A DAULE Y VA A LA COSTA*

REALIZADA POR: MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO

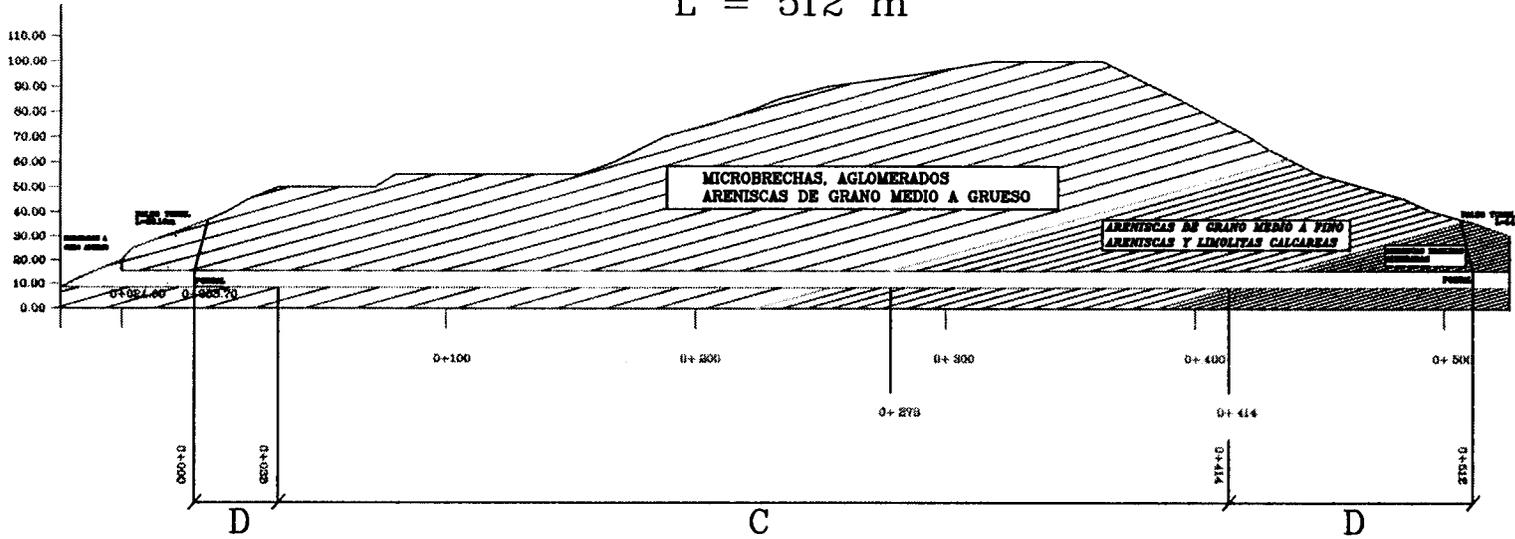
PLANO DE UBICACION Y TOPOGRAFIA

ESCALA: 1:5000
 LÁMINA: 8.1

PERFILES GEOTECNICO LONGITUDINAL SIGUIENDO EL EJE DE VIA

TUNEL SUR - NORTE

L = 512 m



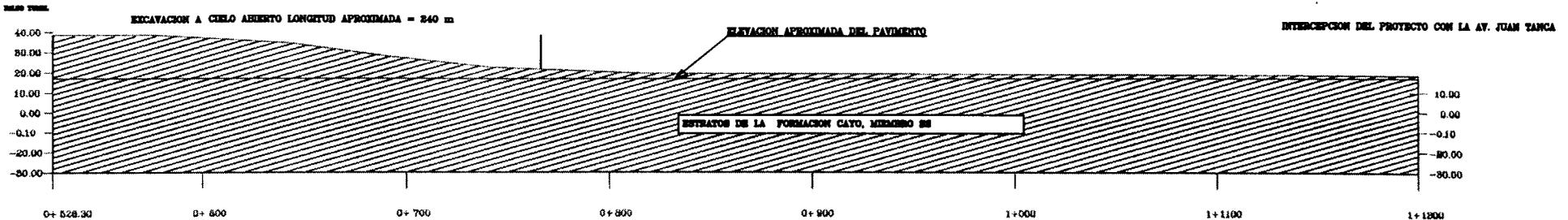
LAMINA 3.2

MICROBRECHAS, AGLOMERADOS
ARENISCAS DE GRANO MEDIO A GRUESO

ARENISCAS DE GRANO MEDIO A FINO
ARENISCAS Y LIMOLITAS CALCAREAS

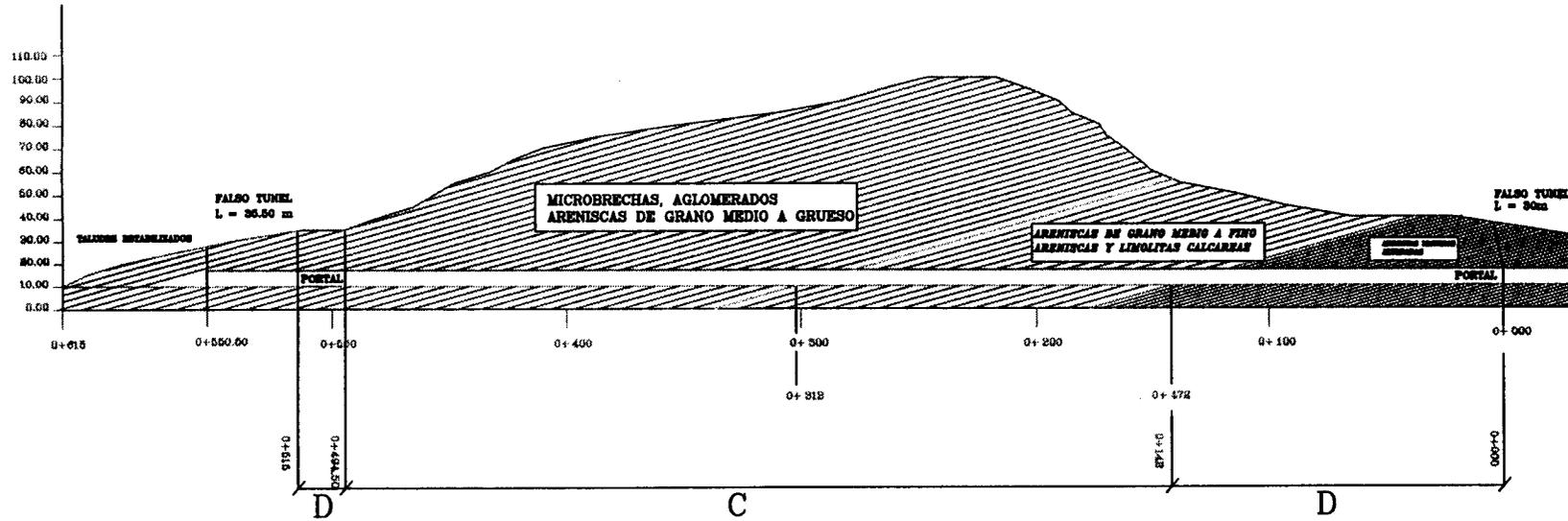
TIPO DE SUELO
SUELO

CONTINUACION DEL TUNEL SUR - NORTE



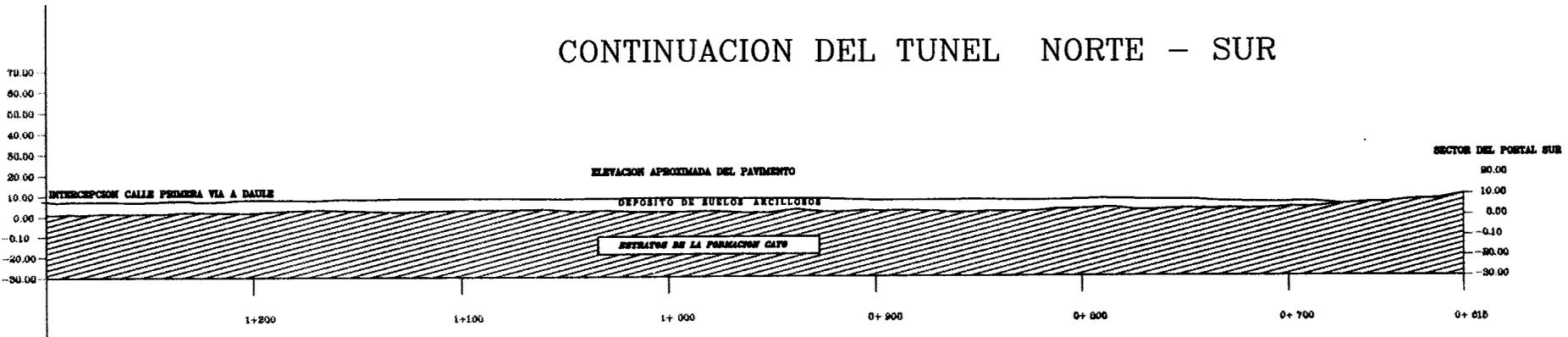
PERFILES GEOTECNICO LONGITUDINAL SIGUIENDO EL EJE DE VIA TUNEL NORTE - SUR

L = 515 m



LAMINA 3.3

CONTINUACION DEL TUNEL NORTE - SUR



CUADRO 3.1
VELOCIDADES DE DISEÑO CUADRO IV.1, MOP

CLASE DE CARRETER A	T.P.D.A.	VALOR RECOMENDABLE			VALOR ABSOLUTO		
		LL	O	M	LL	O	M
R-I O R-II	MAS DE 8000	120	110	90	110	90	80
I	DE 3000 A 8000	110	100	80	100	80	70
II	DE 1000 A 3000	110	100	80	100	80	60
III	DE 300 A 1000	100	80	60	90	70	50
IV	DE 100 A 300	90	70	60	80	60	40
V	MENOS DE 100	70	60	50	50	40	40

CUADRO 3.2
VELOCIDADES DE CIRCULACION CUADRO IV.2, MOP

VELOCIDAD DE DISEÑO (V _d)	VOLÚMENES DE TRÁFICOS BAJOS	VOLÚMENES DE TRÁFICOS INTERMEDIO
40	39	35
50	47	43
60	55	50
70	63	58
80	71	66
90	79	73
100	87	79
110	95	87
120	103	95

CUADRO 3.3
VIA SUR A NORTE

ABCISA	PI	α	COORDENADAS	
			X	Y
0+114.50	1	160,57	619.693,59	9.761.362,71
0+284.42	2	123,52	619.821,61	9.761.474,42
0+558.80	3	103,21	619.785,37	9.761.746,37
0+958.80	4	131,34	620.196,78	9.761.902,64
1+358.80	5	173,47	620.337,41	9.762.277,92
2+071.37	6	165,62	620.424,41	9.762.626,45
2+423.94	7	151,62	620.422,15	9.762.979,00
2+791.91	8	94,55	620.594,96	9.763.303,88

CUADRO 3.4
VIA NORTE A SUR

ABCISA	PI	α	COORDENADAS	
			X	Y
0+060	1	94,66	620.587,06	9.763.320,97
0+431.14	2	157,95	620.412,77	9.762.993,31
0+758.85	3	173,29	620.390,19	9.762.667,79
1+118.85	4	168,8	620.299,77	9.762.316,23
1+450.07	5	137,43	620.165,70	9.762.013,37
2+298.75	6	89,77	619.387,74	9.761.674,20

CUADRO 3.5
RADIOS MINIMOS DE CURVATURA PARA VALORES DE e y f
CUADRO V.1, MOP

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	PERALTE MAXIMO e	f MAXIMO	TOTAL e + f	RADIO MIN. CALCULADO (m)	RADIO MIN. REDONDEAD O (m)
40	0.10	0.1650	0.2650	47.50	50
50	0.10	0.1588	0.2588	76.00	80
60	0.10	0.1524	0.2524	112.00	115
70	0.10	0.1463	0.2462	156.00	160
80	0.10	0.1400	0.2400	210.00	210
90	0.10	0.1337	0.2337	273.00	275
100	0.10	0.1274	0.2274	346.00	350
110	0.10	0.1211	0.2211	431.00	435
120	0.10	0.1149	0.2148	527.00	530

CUADRO 3.6
VALORES DE DISEÑO DE LOS RADIOS MINIMOS PARA e max. 0.10
CUADRO VI.2, MOP

CLASE DE CARRETER A	T.P.D.A.	VALOR RECOMENDABLE			VALOR ABSOLUTO		
		LL	O	M	LL	O	M
R-I o R-II	MAS DE 8000	530	435	275	435	275	210
I	DE 3000 A 8000	435	350	210	350	210	160
II	DE 1000 A 3000	435	350	210	350	210	115
III	DE 300 A 1000	350	210	115	175	160	60
IV	DE 100 A 300	275	160	115	210	115	60
V	MENOS DE 100	160	115	80	80	50	50

CUADRO 3.7
VALORES DE DISEÑO DE LAS DISTANCIAS DE VISIBILIDAD
MINIMAS PARA PARADA DE UN VEHICULO (metros) CUADRO VI-1
MOP
Criterio de diseño, pavimentos mojados

CLASE DE CARRETERA	T.P.D.A.	VALOR RECOMENDABLE			VALOR ABSOLUTO		
		LL	O	M	LL	O	M
R-I o R-II	MAS DE 8000	220	190	140	190	160	110
I	DE 3000 A 8000	190	160	110	160	110	90
II	DE 1000 A 3000	190	160	110	160	110	75
III	DE 300 A 1000	160	110	75	140	90	60
IV	DE 100 A 300	140	90	75	110	75	45
V	MENOS DE 100	90	75	60	60	45	45
LL = terreno llano							
O = terreno ondulado							
M = terreno montañoso							

CUADRO 3.8
CALCULO DE VC PARA PODER ENTRAR AL CUADRO (VI-4) DEL
LIBRO DE NORMAS Y DISEÑO GEOMETRICO DEL MOP

V_d	$V_C = 1.32 V_d^{0.89}$
40	35
50	43
60	50
70	58
80	66
90	73
100	79
110	87
120	95

CUADRO 3.9**CUADRO DE ELEMENTOS DE LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA
REBASAMIENTO EN CONDICIONES DE SEGURIDAD PARA
CARRETERAS DE DOS CARRILES**

Velocidades Km/h	48 - 64	64 - 80	80 - 96	96 - 112
Velocidad promedio para rebasamiento	56.00	70.00	84.00	99.00
Maniobra inicial				
a= aceleración promedio (Km/h/seg)	2.24	2.29	2.35	2.40
t ₁ = tiempo (seg)	3.60	4.00	4.30	4.50
d ₁ = distancia recorrida (m)	44.00	66.00	88.00	112.00
Ocupación del carril del lado izquierdo				
t ₂ = tiempo (seg)	9.30	10.00	10.70	11.30
d ₂ = distancia recorrida (m)	145.00	146.00	251.00	313.00
Vehículo opuesto				
d ₃ = distancia recorrida (m)	97.00	131.00	168.00	209.00
d ₄ = distancia libre entre el vehículo rebasante y el vehículo opuesto	30.00	55.00	76.00	91.00
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASAMIENTO				
d _r =d ₁ + d ₂ + d ₃ + d ₄	316	448	583	725

CUADRO 3.10
DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA EL REBASAMIENTO DE UN
VEHICULO CUADRO VI-5 (MOP)

VELOCIDAD DE DISEÑO (Kph)	VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN (Kph)	VELOCIDAD DEL VEHÍCULO REBASANTE (Kph)	DISTANCIA MÍNIMA DE VISIBILIDAD DE REBASAMIENTO (M)	
			CALCULADA	REDONDEADA
40	35	51	268	270
50	43	59	345	345
60	50	66	412	415
70	58	74	488	490
80	66	82	563	565
90	73	89	631	640
100	79	95	688	690
110	87	103	764	830

CUADRO 3.11
VALORES DE DISEÑO DE LAS DISTANCIAS DE VISIBILIDAD
MINIMAS PARA EL REBASAMIENTO DE UN VEHICULO CUADRO VI-
6 (MOP)

CLASE DE CARRETER A	T.P.D.A.	VALOR RECOMENDABLE			VALOR ABSOLUTO		
		LL	O	M	LL	O	M
I	DE 3000 A 8000	830	690	565	690	565	490
II	DE 1000 A 3000	830	690	565	690	565	415
III	DE 300 A 1000	690	595	415	640	490	345
IV	DE 100 A 300	640	490	415	565	415	270
V	MENOS DE 100	490	415	345	345	270	270

ANEXO 4

CUADRO 4.1

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ROCOSOS.

PARAMETROS DEDUCIDOS DE LOS ESTUDIOS Y DISENOS DEL TUNEL EL CARMEN(ESPOL, 1987)

T.ROC	P.E.N.	P.E.SAT	P.E.SEC.	n	S.r	W	Rc	Rt	VI	Is	E	C	E _d
Arenicas calcareas	2,318	2,383	2,233	14,99	57,05	3,83	439,62		2500,96				
	2,344	2,390	2,240	15,83	69,60	4,67	349,92		1843,01				
	2,514	2,543	2,431	11,24	73,73	3,41	463,60	64,40	3135,69				
	2,433	2,459	2,357	10,12	74,76	3,21		49,16	3633,56				
	2,410	2,437	2,310	12,69	78,27	4,30		55,75	2485,06				
Lutita Silicea									132,00				
Arenisca Grano Fino a Medio										37,00			
										45,00			
										13,00			
										13,00			
									34,61				
									30,49				
									34,84				
								29,28					
Arenisca Grano Medio a Grueso	2,398	2,442	2,314	12,86	65,43	3,43	380,71		2440,43				1,46
	2,296	2,342	2,167	17,53	73,55	5,95	482,77		2637,47				1,63
	2,241	2,292	2,153	13,88	63,13	4,07							
Arenisca Grano Medio a Conglo. Alt.	2,263	2,311	2,103	20,76	75,77	7,48	397,20				0,579	0,18	
	2,191	2,273	2,021	25,16	67,33	8,38	108,78				0,613		
	2,028	2,120	1,780	33,97	72,89	13,91	102,80		726,78				0,11
								104,40					
	2,068	2,184	1,854	33,07	64,92	11,58		6,59		2,48			
	2,065	2,143	1,815	32,82	76,21	13,78	88,55		698,10				0,10
Lutita	2,346	2,378	2,313	6,48	51,04	1,43							

PARAMETROS DEDUCIDOS DE LOS ESTUDIOS Y DISENOS DEL TUNEL EL CARMEN(ESPOL, 1987)

SIGNIFICADO DE LAS ABREVIATURAS

TIPO DE ROCA=T. ROCA
 PESO ESPECIFICO NATURAL=P.E.N.
 PESO ESPECIFICO SATURADO=P.E.SAT.
 PESO ESPECIFICO SECO = P.E.SEC.
 POROSIDAD (%) = n
 GRADO DE SATURACION= S.R.(%)
 HUMEDAD NATURAL (%) = W

RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE(Ton/m²)= Rcx1.00.E+03
 RESISTENCIA A LA TRACCION DIRECTA(Ton/m²)= Tc
 VELOCIDAD SONICA= (m/s)
 RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL(Kg/cm²) = Is
 MODULO ELASTICO(Kg/cm²)= Ex1.E+05
 COEFICIENTE DE POISSON= C.P
 MODULO DINAMICO(Kg/cm²)= E

CUADRO 4.2
PARAMETROS GEOMECANICOS DE LOS SUELOS EN LA
PROSPERINA, SECTOR CALLE PRIMERA Y VIA A DAULE

ZONA	MUESTRA	PROF.m	n%	q _u kg/ cm ²	LL(%)	LP(%)	IP(%)	SUCS
SECTOR PROSPERINA- VIA DAULE	1	1.50 -2.00	32,4	1,31	47,11	23,70	23,41	ML
	2	1.30 - 2.00	28,6	2,26	47,89	19,11	28,78	ML
	3	2.50 - 3.00	48,1	2,28	73,21	34,03	39,18	CH
	4	3.50-			81,18	47,81	33,37	CH

PARAMETROS OBTENIDOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO
 EFECTUADOS POR LA ESPOL EN EL AREA DE INTERES (mayo de 1997)

CUADRO 4.3
CARACTERIZACION GEOTECNICA

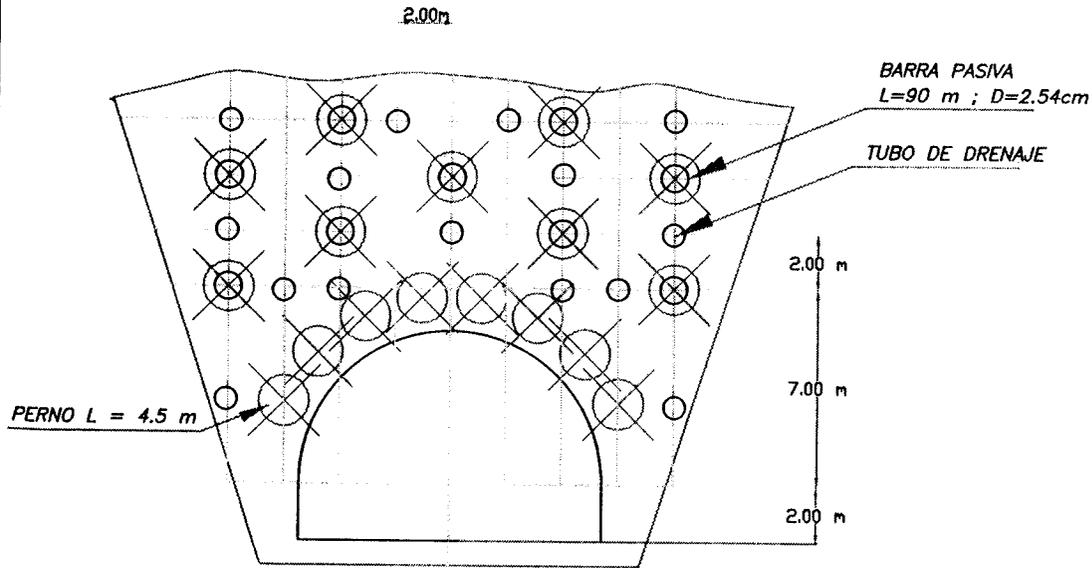
TRAMO DE TUNEL SUR - NORTE	CLASIFICACION GEOTECNICA LAUFFER BIENIAWSKI PROYECTO			Avance Excavacion (Metros)	Tiempo de Sostenimiento (Horas)	CONSTANTES DEL MATERIAL ROCOSO			
	D	4	D			m	s	mr	sr
0+000 - 0+033	D	4	D	1,50	5,0	0,20	0,0001	0,05	0,00001
0+033 - 0+414	C	3	C	2,30	20,0	1,00	0,0040	0,20	0,00010
0+414 - 0+512	D	4	D	1,50	5,0	0,20	0,0001	0,05	0,00001

TRAMO DE TUNEL NORTE - SUR	CLASIFICACION GEOTECNICA LAUFFER BIENIAWSKI PROYECTO			Avance Excavacion (Metros)	Tiempo de Sostenimiento (Horas)	CONSTANTES DEL MATERIAL ROCOSO			
	D	4	D			m	s	mr	sr
0+000 - 0+142	D	4	D	1,50	5,0	0,20	0,0001	0,05	0,00001
0+142 - 0+495	C	3	C	2,30	20,0	1,00	0,0040	0,20	0,00010
0+495 - 0+515	D	4	D	1,50	5,0	0,20	0,0001	0,05	0,00001

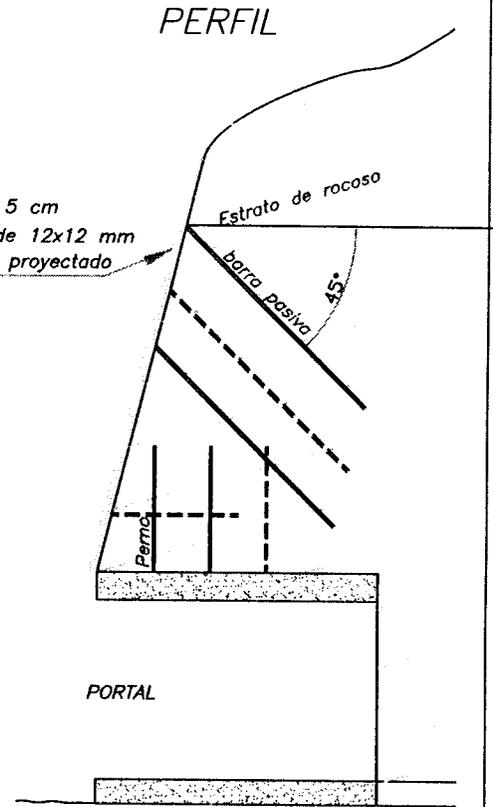
PARAMETROS DEDUCIDOS DE LOS ESTUDIOS Y DISENOS DEL TUNEL EL CARMEN(ESPOL, 1987)

ANEXO 6

ESTABILIZACION DE LOS PORTALES SUR VISTA FRONTAL



- 1) Hormigon Proyetado 5 cm
- 2) Malla eletrosoldada de 12x12 mm
- 3) capa de 5cm de H. proyectado



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
TESTES DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL

ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA SOLUCION VIAL:
AV. JUAN TANCA MARENGO CERRO MAMASIQUE, VIA A DAULE Y VIA A LA COSTA

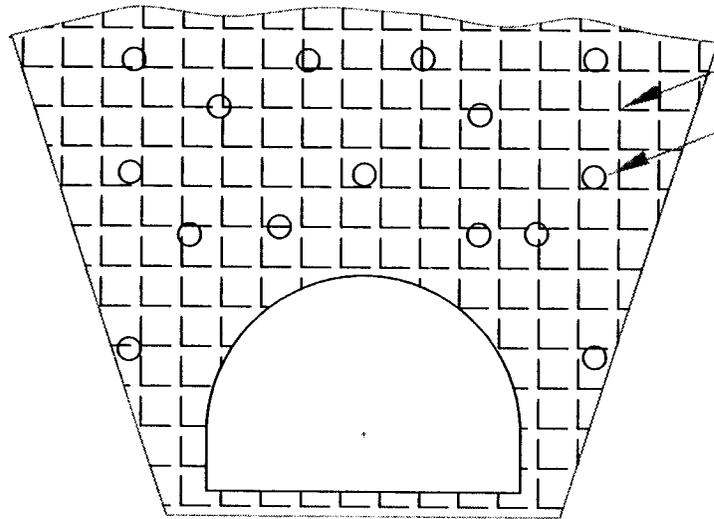
REALIZADA POR: MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO

CONSEJO:

ESTABILIZACION DE LOS PORTALES EN LA PALMA SUR
DETALLES Y NOTAS GENERALES.

--	--	--	--	--

ESTABILIZACION DE LOS PORTALES NORTE
VISTA FRONTAL

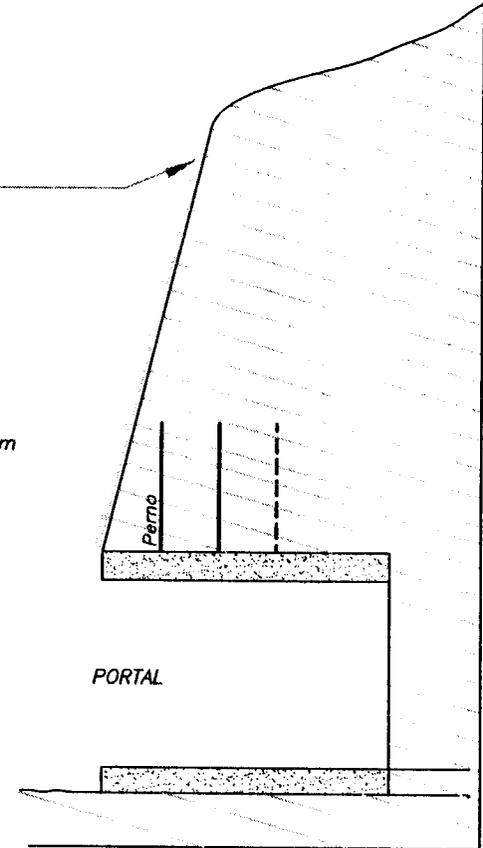


- 1) Hormigon Proyetado 5 cm
- 2) Malla eletrosoldada de 12x12 mm
- 3) capa de 7 cm de H. proyectado

MALLA ELECTROSOLDADA 12x12 cm
HORMIGON PROYECTADO

TUBO DE DRENAJE

PERFIL



PORTAL

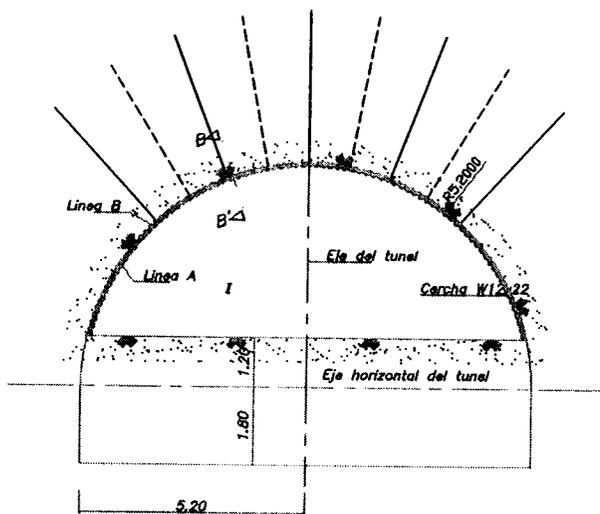
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
TESIS DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL

ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA SOLUCION VIAL:
AV. JUAN TANCA MARENGO CENTRO, MAMASINGUE, VIA A DAULE Y VIA A LA COSTA

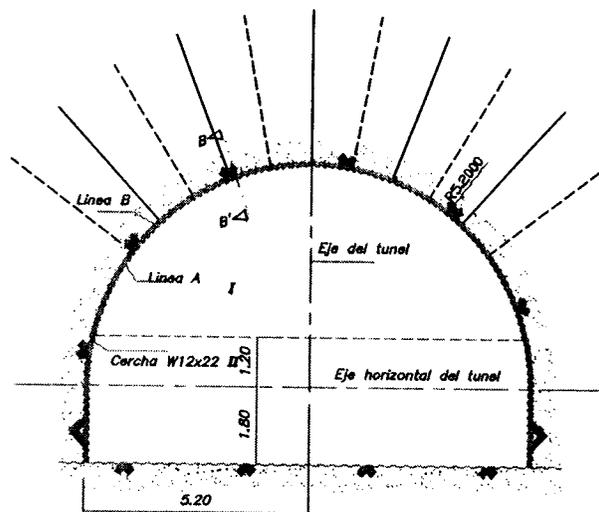
REALIZADA POR: MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO

ESTABILIZACION DE LOS PORTALES EN LA PALMA NOROCC
DETALLES Y NOTAS GENERALES

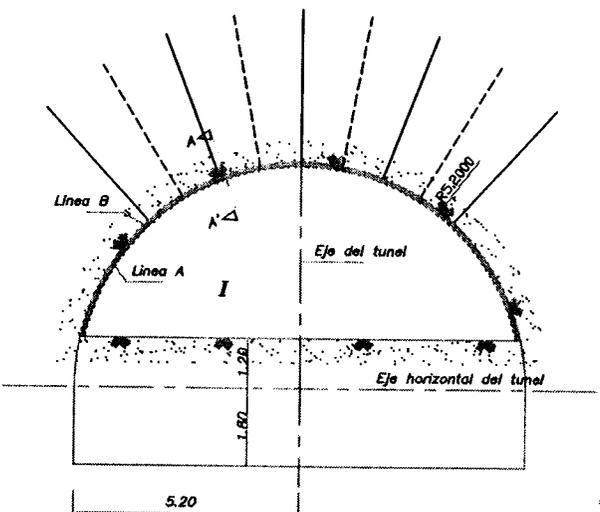
TAMPA-6.9



PRIMERA ETAPA DE EXCAVACION Y SOSTENIMIENTO

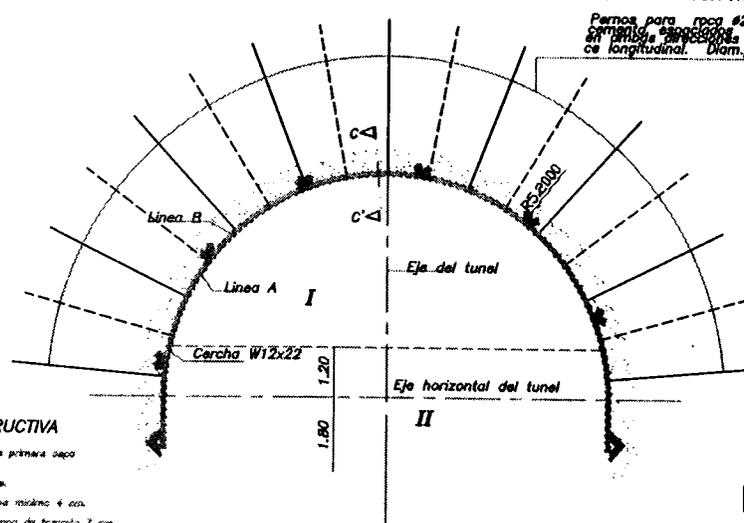


SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACION Y SOSTENIMIENTO

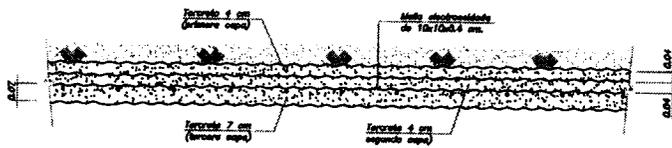


SECUENCIA CONSTRUCTIVA

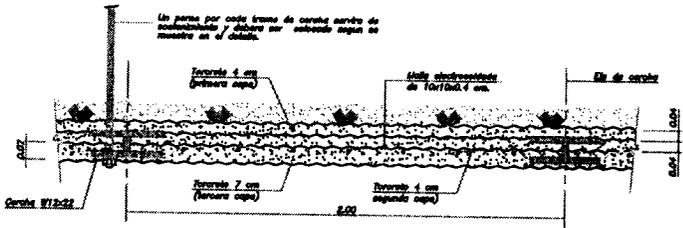
Excavación y lanzamiento de toronzo primera capa máxima 4 cm (etapa I).
 Colocación de pernos de anclajes.
 Lanzado de toronzo segunda capa máxima 4 cm.
 Colocación de malla y tercera capa de toronzo 7 cm.
 Igual secuencia se repite en etapa II.



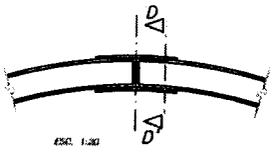
Pernos para roca #25 mm con inyecciones de cemento espesores 7-10 cm espaciados 4 cm en ambas direcciones y 70-80 cm en la longitudinal. Diam. perforación 50 mm.



CORTE A-A'
ESC. 1:10

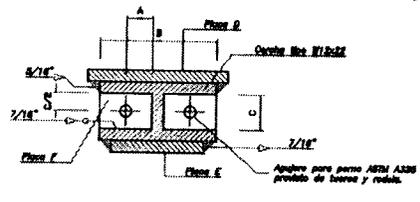


CORTE B-B'
ESC. 1:10

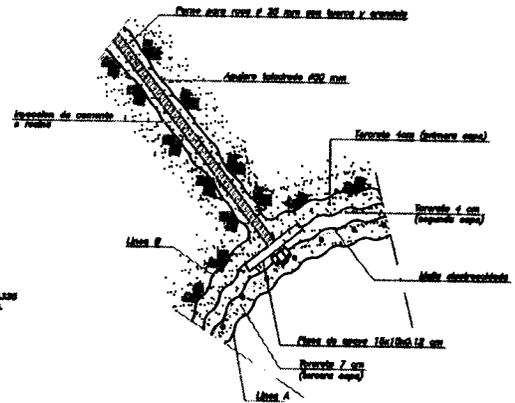


ESC. 1:20

CERCHA	E			F	C/Z	ϕ
	A	B	C	mm	mm	
W12x22	25	310	162	151" x 300 mm x 1500 mm	151" x 300 mm x 1500 mm	1 1/4" x 1/8"

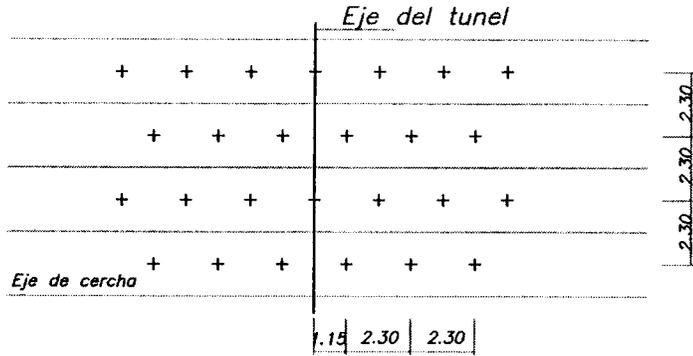


CORTE D-D'
ESC. 1:0.5



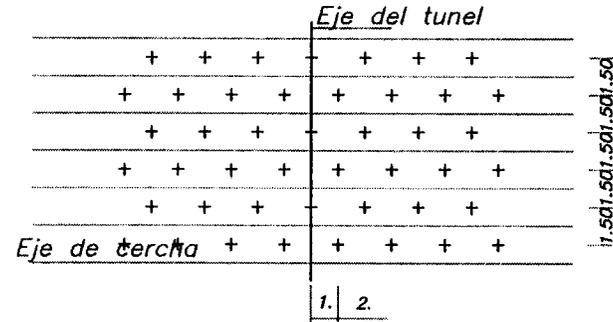
CORTE C-C'
DETALLE TIPICO PARA PERNOS DE ANCLAJES
ESC. 1:10

DETALLE Y
UNION TIPICA DE CERCHAS PARA DESARROLLAR LA CAPACIDAD TOTAL DE TENSION.



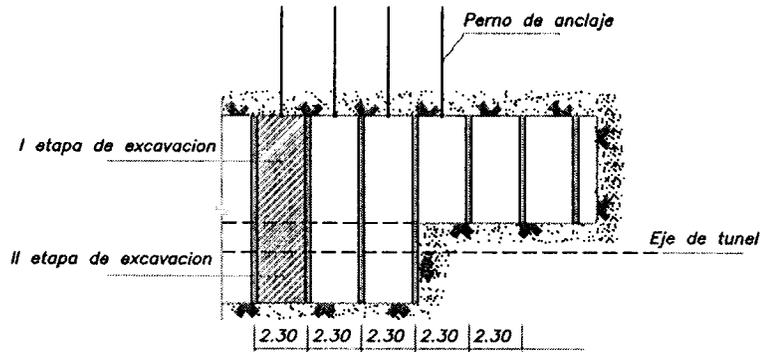
DISPOSICION DE PERNOS DE ANCLAJES

ESC. 1:100



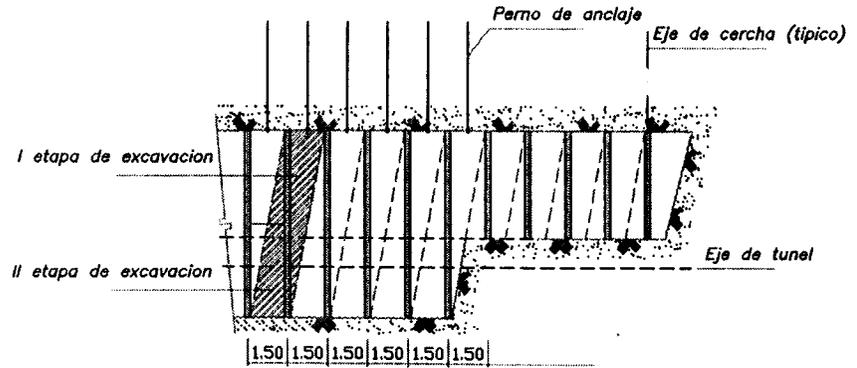
DISPOSICION DE PERNOS DE ANCLAJES

ESC. 1:100



CORTE LONGITUDINAL MOSTRANDO AVANCE DE EXCAVACION

ESC. 1:100



CORTE LONGITUDINAL MOSTRANDO AVANCE DE EXCAVACION

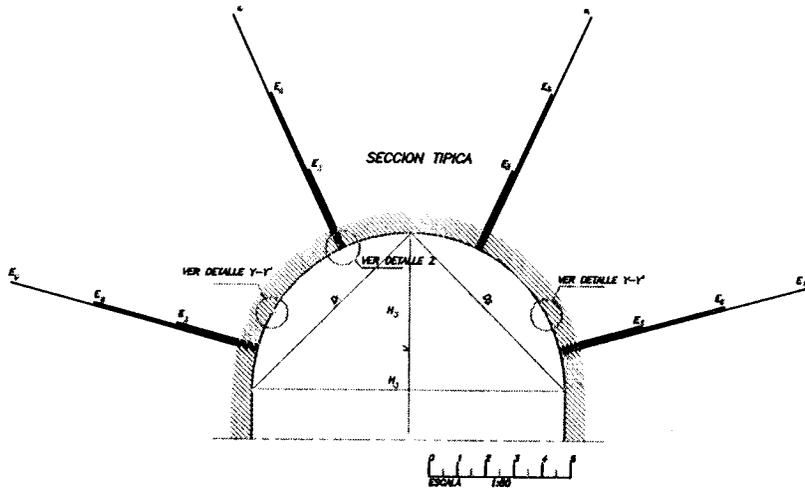
ESC. 1:100

LEYENDA

- D.....CONVERGENCIA DIAGONAL
- H.....CONVERGENCIA HORIZONTAL
- E.....EXTENSOMETROS DE 3, 6, 9 m. (THREE ANGLAS)
- V.....CONVERGENCIA VERTICAL

NOTA 1: LA DISPOSICION DE LOS EXTENSOMETROS Y MEDIDORES DE CONVERGENCIA SE MUESTRAN EN LA IMPLANTACION GENERAL. SE DEBERAN REALIZAR OTRAS MEDIDAS DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES GEOLOGICAS NO PROVISTAS, PREVIA AUTORIZACION DE FISCALIZACION.

NOTA 2: LAS MEDIDAS EXTENSOMETRICAS DEBERAN SER EFECTUADAS EN EL AREA DEL PORTAL SUR SEGUN ESTA INDICADO.

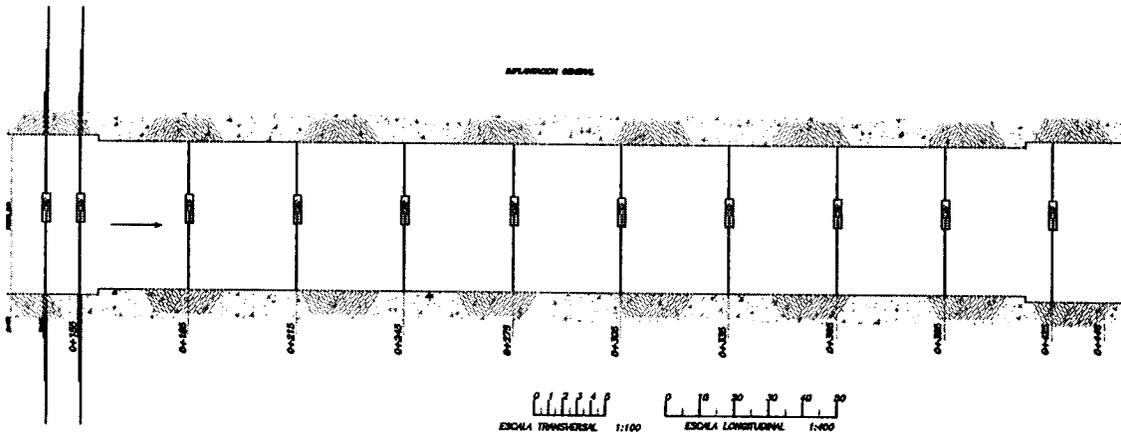


SIMBOLOGIA

	MEDIDORES DE CONVERGENCIA
	EXTENSOMETROS



SISTEMA DE MEDIDA DE CONVERGENCIA

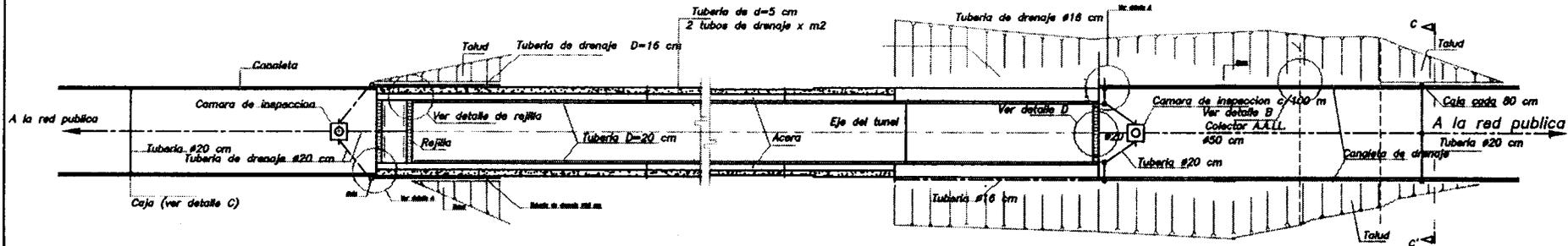


ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
TESIS DE GRADO DE INGENIERÍA CIVIL
 ESTUDIOS Y DISEÑO A NIVEL DE PREPROYECTO DE LA SOLUCIÓN VIAL
 AL JUMI TUNCA (MARCADO CERRO, SHAMBERGUE, VIA A DUALE Y VIA A LA COSTA)

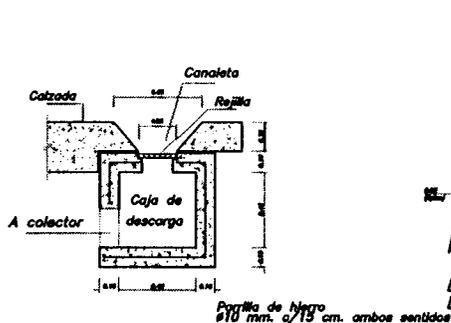
REALIZADA POR: MIGUEL ANIBAL CHAVEZ MONGAYO

TEMAS DE CONFERENCIA Y EXPOSICIONES

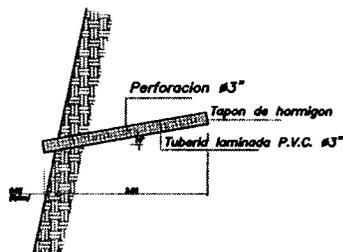
LAMINA: 6.6



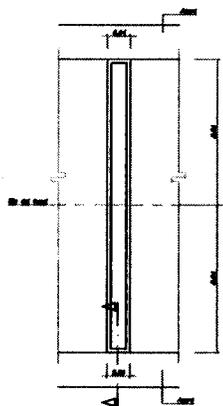
DISPOSICION GENERAL DE TUBERIAS DE DRENAJES
ESC. 1:200



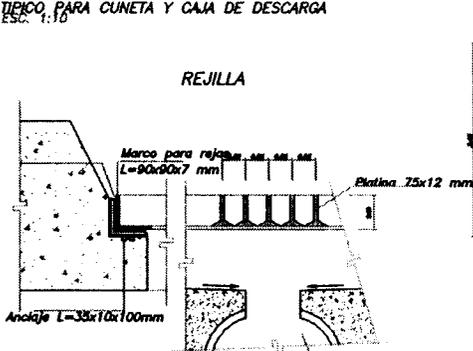
DETALLE C
TÍPICO PARA CUNETETA Y CAJA DE DESCARGA
ESC. 1:10



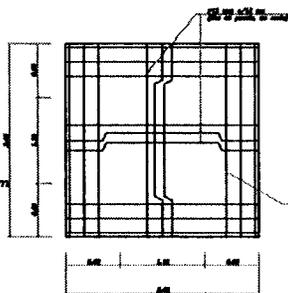
DETALLE TÍPICO PARA DREN EN LOS TALUDES



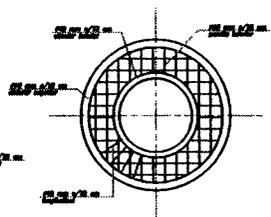
CAMARA DE INSPECCION
SECCION TIPICA



DETALLE D (CORTE I-I')



LOSA DE CIMENTO



LOSA CIRCULAR SUPERIOR

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
TESIS DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL

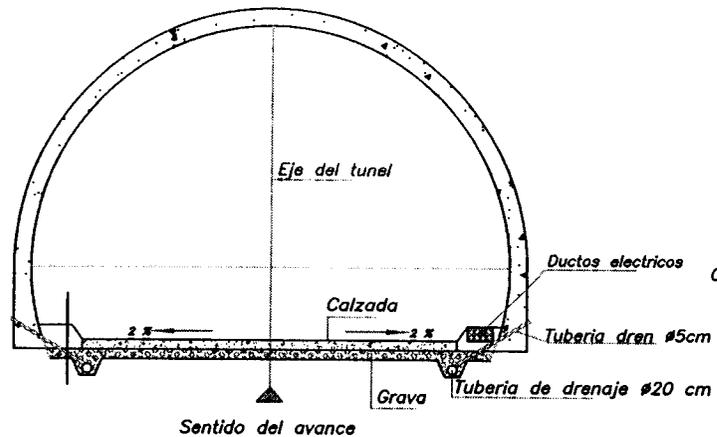
"ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA SOLUCION VAL:
AV. JUAN TANCA MARENCO CERRO, MAMASINGUE, VIA A DAULE Y VIA A LA COSTA"

REALIZADA POR: MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO

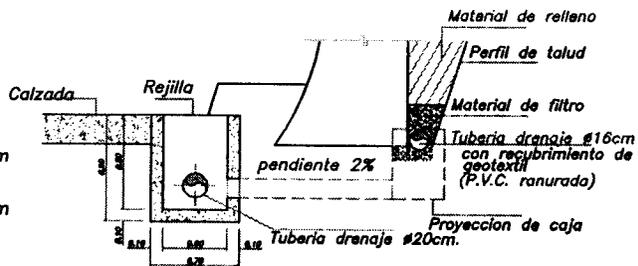
CONTENIDO:

SISTEMA DE DRENAJE EN LOS TUNELES
DETALLES Y NOTAS GENERALES.

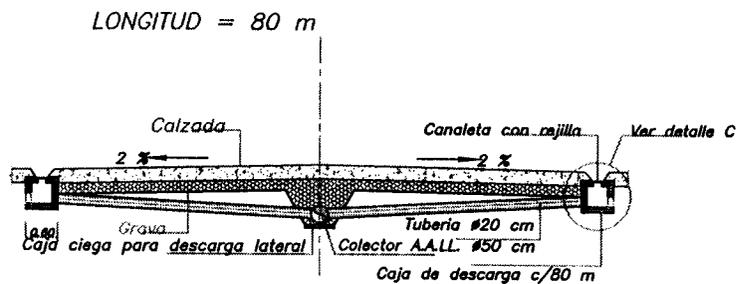
LAMINA: 6.8



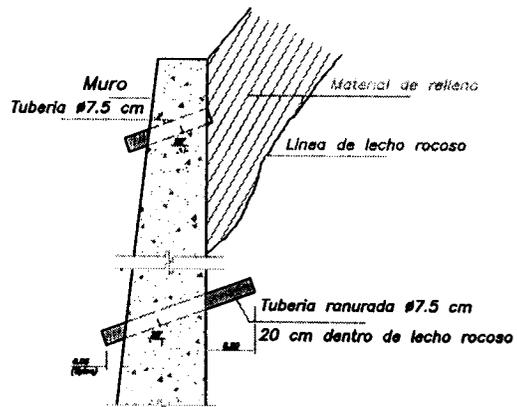
CORTE TIPICO PARA PORTALES Y TRAMO REGULAR



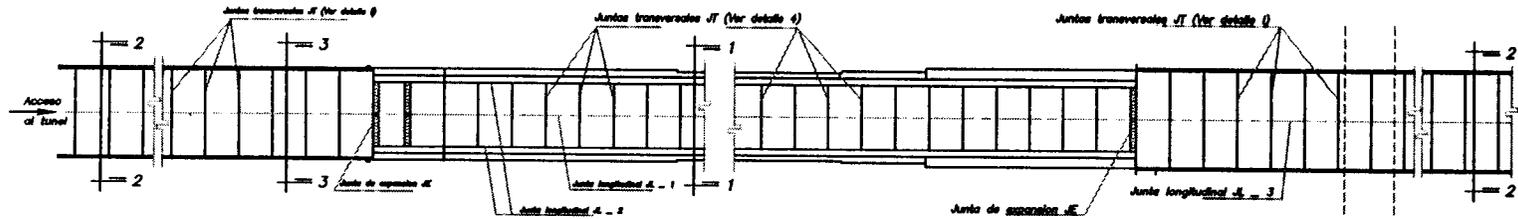
DETALLE A
ESC. 1:20



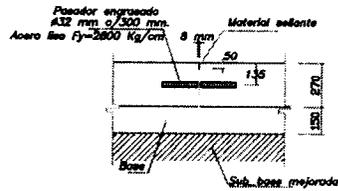
CORTE C-C'



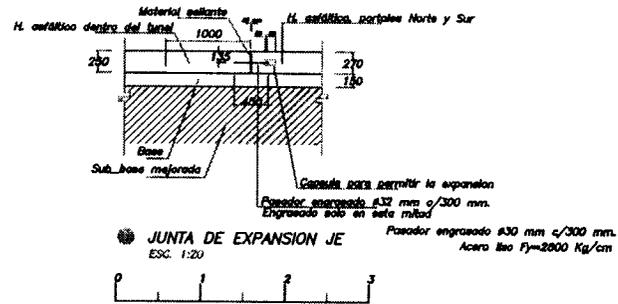
DETALLE B
(TIPICO PARA DRENES EN MUROS)



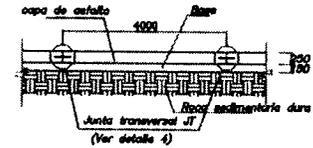
DISPOSICION GENERAL DE LOSA DE PAVIMENTO
ESC. 1:200



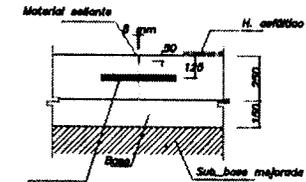
DETALLE 1



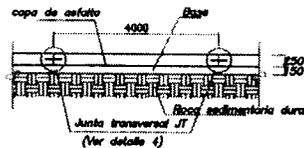
JUNTA DE EXPANSION JE
ESC. 1:20



JUNTAS TRANSVERSALES JT



DETALLE 4



JUNTAS TRANSVERSALES JT

NOTAS GENERALES

- 1.- ACCIONES:
 a) CONCRETO DE ANCHO 30/30
 b) ACERO LISO DE 6-8800 Kg/cm² (ASCOBON)
 c) BUNY ASTORIA GRANULAR - CLASE I
 d) ESPECIFICACION MOF.
- 2.- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADA EN CM.

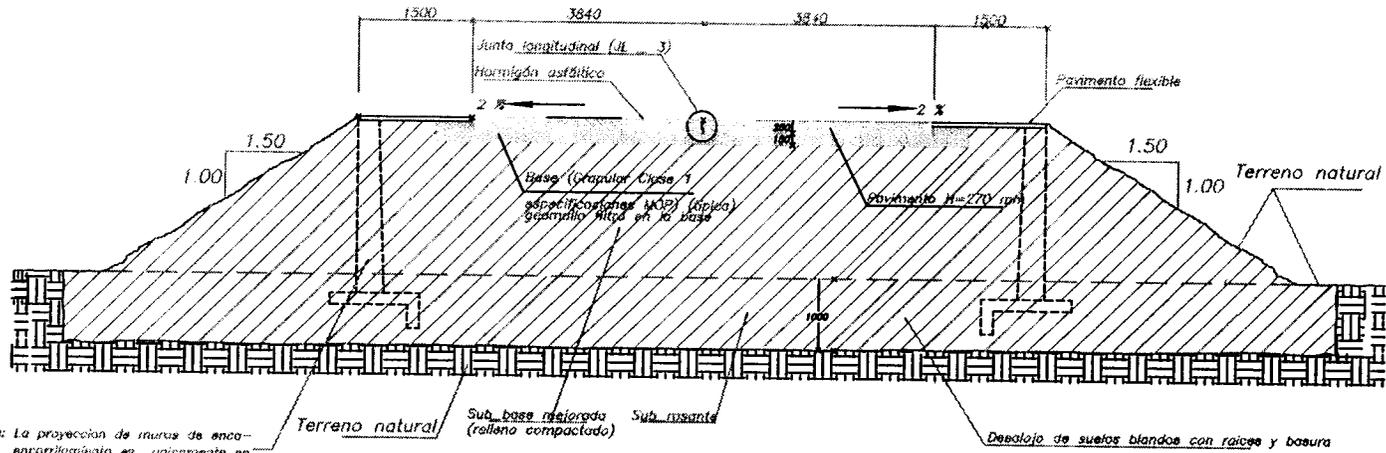
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
 TESIS DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL

"ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA SOLUCION VIAL:
 AV. JUAN TANCA MARENCO CERRO, MAMASINGUE, VIA A DAULE Y VIA A LA COSTA"

REALIZADA POR: MIGUEL ANGEL CHAVEZ MONCAYO

CONTIENE:

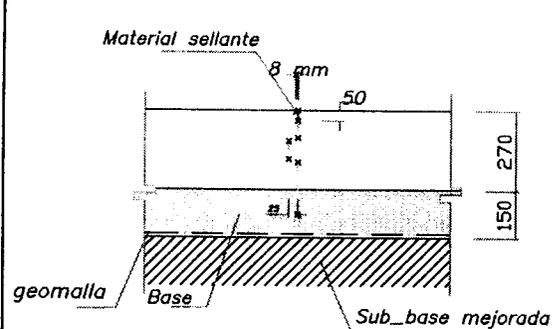
DETALLES GENERALES DEL DISEÑO DEL PAVIMENTO



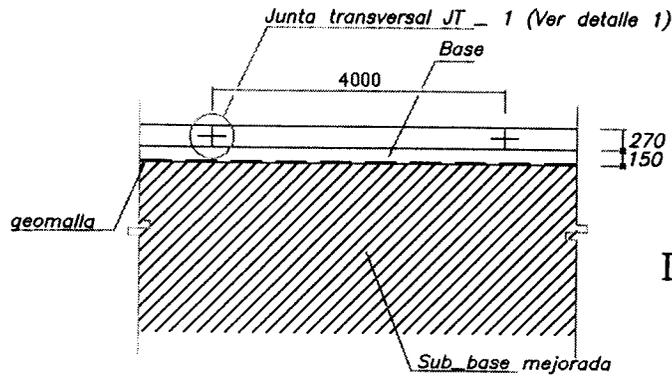
Nota: La proyección de marcas de enco-
encarrilamiento es únicamente en
entre los abscisas 0+114 y 0+580
aproximadamente

DETALLE DE PAVIMENTO _ CORTE 2-2

ESC. 1:40



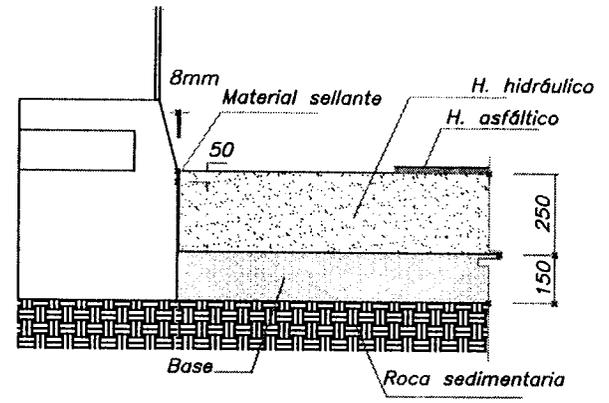
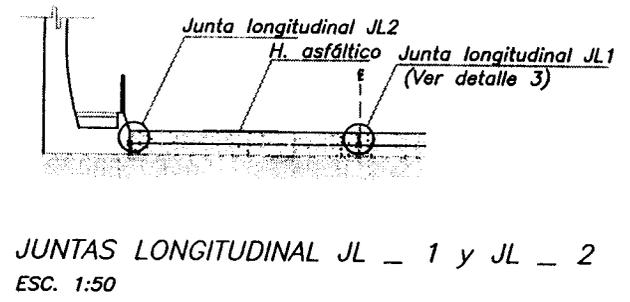
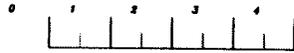
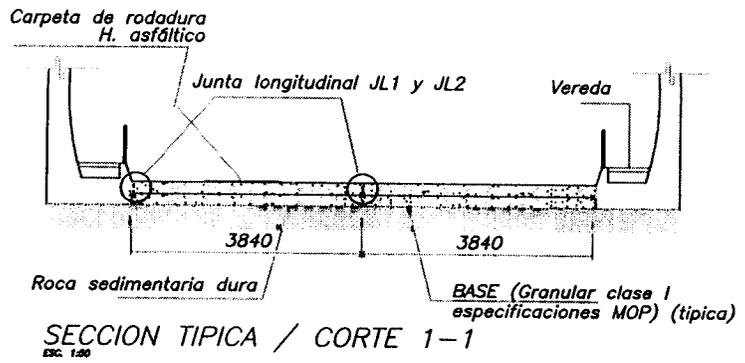
JUNTA LONGITUDINAL JL _ 3



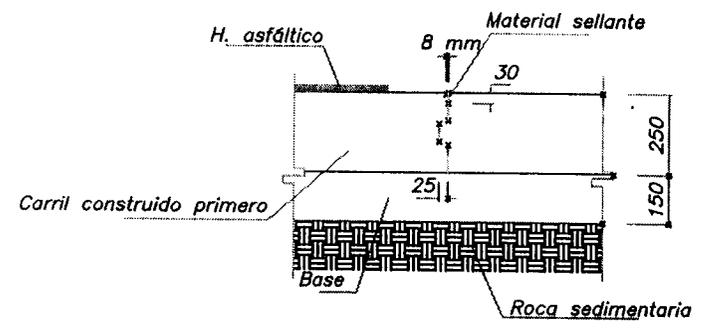
JUNTA TRANSVERSALES JT

LAMINA: 6.12

ESC. 1:40



● DETALLE ②



● DETALLE ③

CUADRO 6.1A

CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS BLANDOS - PORTAL SUR

DATOS GEOMETRICOS:			DATOS GEOMECHANICOS Y SISMICOS:		
Altura talud =	20.00	m	G sec =	2.20	ton/m ³
< promed. talud =	56.31	°(*)	G sat =	2.08	ton/m ³
Incli, V Talud =	1.50		G agua =	1.00	ton/m ³
Incli, H Talud =	1.00		C seca =	5.00	ton/m ²
Relacion H / V =	0.67		C sat. =	1.00	ton/m ²
Bermas :			f pico =	30.00	°
Relacion H / V =	0.30		f res =	31.50	°
1° Angulo =	89.00	°	a sism =	0.15	
H a 1°berma =	0.00		Ang.Desliz=	25.00	°
2° Angulo =	0.00				
H a 2°berma =	0.00				

CALCULOS :

Cot < talud	0.67
Sin < plano fall	0.42
Tan < plano fall	0.47
Tan < del talud	1.50
cos < plano fall	0.91

Altura grieta =	8.85	m	VALOR DE Z
Sup. deslizam. =	26.39	m ²	
Peso total de roca =	465.54	Ton	
P.Hidr. en base=	116.74	Ton/m ²	
P.Hidr. lateral=	39.15	Ton/m ²	

columna de agua	8.85	m ->	Valor de Zw
-----------------	------	------	-------------

Fuerzas estabilizantes =	281.534
Fuerzas desestabilizantes =	295.516
Fs =	0.9527

COMENTARIO :

**NO EXISTE CONDICION CINEMATICA
POSIBILIDAD DE ALTERABILIDAD DE LA ROCA**

CUADRO 6.1B

CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS BLANDOS - PORTAL SUR

CALCULO DEL ESFUERZO ESTABILIZANTE POR m² DE TALUD :	
<Esf.T ref. Sup.Desl.(°) =	55.00
Reforz.x m. frente en TON =	120.00
Fuerzas estabil.+refuerzo =	321.272
Fuerzas desestab.- refuer.=	197.218
FACTOR DE SEG. MEJORADO =	1.629
Esfz. requerido en Ton/ m² =	3.43

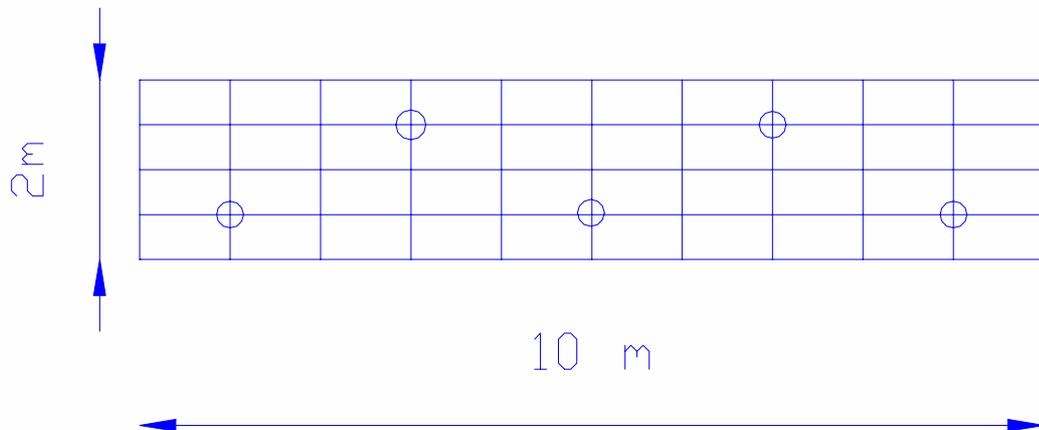
CUADRO 6.2
DETERMINACION DE NUMEROS DE DRENES POR PARED DE

tubo φ=3"	k _{roca} cm/ seg	k _{filtro} cm/ seg	alto cm	ancho cm	largo cm	AREA cm2	CARGA FILTRO	grad cm	FLUJO i	CAUDAL MACIZO	FLUJO FILTRO	Roca/filtro Relacion
7.62	0.00001	0.01	200	500	1000	200000	45.60	200	0.2	0.4	0.09	4.4
7.62	0.00001	0.01	400	500	1000	400000	45.60	400	0.4	1.6	0.18	8.8
7.62	0.00001	0.01	600	500	1000	600000	45.60	600	0.6	3.6	0.27	13.2
7.62	0.00001	0.01	800	500	1000	800000	45.60	800	0.8	6.4	0.36	17.5
7.62	0.00001	0.01	1000	500	1000	1E+06	45.60	1000	1.0	10.0	0.46	21.9
7.62	0.00001	0.01	1200	500	1000	1E+06	45.60	1200	1.2	14.4	0.55	26.3

<p align="center"> POR CADA 20 m2 SE REQUIERE 6 DRENES POR CADA 40 m2 SE REQUIERE 12 DRENES POR CADA 60 m2 SE REQUIERE 20 DRENES POR CADA 80 m2 SE REQUIERE 26 DRENES POR CADA 100 m2 SE REQUIERE 32 DRENES </p>

FILTRO

GRAFICO 6.1
CUADRICULA DE DISPOSICION DEL 3 BOLILLO



CUADRO 6.3A
CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
BLANDOS – PORTAL NORTE

DATOS GEOMETRICOS :		DATOS GEOMECAVICOS Y SISMICOS:	
Altura talud =	19.50 m	G sec =	2.20 ton/m ³
< promed. talud =	56.31 °(*)	G sat =	2.08 ton/m ³
Incli, V Talud =	1.50	G agua =	1.00 ton/m ³
Incli, H Talud =	1.00	C seca =	5.00 ton/m ²
Relacion H / V =	0.67	C sat. =	1.00 ton/m ²
Bermas :		f pico =	30.00 °
Relacion H / V =	0.30	f res =	31.50 °
1° Angulo =	89.00 °	a sism =	0.15
H a 1°berma =	0.00	Ang.Desliz=	25.00 °
2° Angulo =	0.00		
H a 2°berma =	0.00		

CALCULOS :

Cot < talud	0.67
Sin < plano fall	0.42
Tan < plano fall	0.47
Tan < del talud	1.50
cos < plano fall	0.91

Altura grieta =	8.63 m	VALOR DE Z
Sup. deslizam. =	25.73 m ²	
Peso total de roca =	442.55 Ton	
P.Hidr. en base=	110.98 Ton/m ²	
P.Hidr. lateral=	37.22 Ton/m ²	

columna de agua	8.63 m ->	Valor de Zw
-----------------	-----------	-------------

Fuerzas estabilizantes =	338.561
Fuerzas desestabilizantes =	280.925
Fs =	1.2052

COMENTARIO :

NO EXISTE CONDICION CINEMATICA
POSIBILIDAD DE ALTERABILIDAD DE LA ROCA

CUADRO 6.3B

CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS BLANDOS - PORTAL NORTE

CALCULO DEL ESFUERZO ESTABILIZANTE POR m² DE TALUD :	
<Esf.T ref. Sup.Desl.(°) =	55.00
Reforz.x m. frente en TON =	120.00
Fuerzas estabil.+refuerzo =	310.587
Fuerzas desestab.- refuer.=	182.627
FACTOR DE SEG. MEJORADO =	1.701
Esfz. requerido en Ton/ m² =	1.714

CUADRO 6.4
CLASIFICACION GEOTECNICA Y CONSTANTES DE LOS MATERIALES

TRAMO DE TUNEL SUR - NORTE	CLASIFICACION GEOTECNICA LAUFFER BIENIAWSKI PROYECTO			Avance Excavacion (Metros)	Tiempo de Sostenimiento (Horas)	CONSTANTES DEL MATERIAL ROCOSO			
						m	s	mr	sr
0+000 - 0+033	D	4	D	1.50	5.0	0.20	0.0001	0.05	0.00001
0+033 - 0+414	C	3	C	2.30	20.0	1.00	0.0040	0.20	0.00010
0+414 - 0+512	D	4	D	1.50	5.0	0.20	0.0001	0.05	0.00001

TRAMO DE TUNEL NORTE - SUR	CLASIFICACION GEOTECNICA LAUFFER BIENIAWSKI PROYECTO			Avance Excavacion (Metros)	Tiempo de Sostenimiento (Horas)	CONSTANTES DEL MATERIAL ROCOSO			
						m	s	mr	sr
0+000 - 0+142	D	4	D	1.50	5.0	0.20	0.0001	0.05	0.00001
0+142 - 0+495	C	3	C	2.30	20.0	1.00	0.0040	0.20	0.00010
0+495 - 0+515	D	4	D	1.50	5.0	0.20	0.0001	0.05	0.00001

PARAMETROS DEDUCIDOS DE LOS ESTUDIOS Y DISENOS DEL TUNEL EL CARMEN(ESPOL, 1987)

CUADRO 6.5
ANÁLISIS DE LA CURVA DE CONVERGENCIA DEL TUNEL ROCA TIPO D

DATOS: CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE

$R_C =$	4.00E+03	Ton/m ²	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca inalterada
$m =$	0.2		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$s =$	0.0001		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$E =$	1.00E+05	Ton/m ²	Módulo de elasticidad de la roca intacta
$\nu =$	0.22		Relación de Poisson de la roca intacta
$m_r =$	0.05		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$s_r =$	0.00001		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$\gamma =$	2.17E+00	Ton/m ³	Peso unitario del macizo
$p_o =$	6.51E+01	Ton/m ²	Magnitud del esfuerzo in situ
$r_{i_0} =$	5.2	m	Radio del túnel
CALCULOS:			
$M =$	0.013		Constante calculada
$D =$	-0.653		Constante calculada
$N =$	0.507		Constante calculada
$P_{icr} =$	12.064		Presión Interna crítica
$\mu_{cr} =$	3.365		Máxima deformación en rango elástico

TABLAS PARA GRAFICAR

P_i/P_o	Tramo	μ_e/r_e	r_e/r_i	R	e_{av}	A	r_e	μ_i/r_{i_0} %	μ_i (mm)	P_i Hastial	P_i Clave	P_i C.clave
1.0	elástico		0.00				0.00	0.00E+00	0.000	65.100	65.1000	65.1000
0.9	elástico		0.00				0.00	7.94E-05	0.413	58.590	58.5900	58.5900
0.8	elástico		0.00				0.00	1.59E-04	0.826	52.080	52.0800	52.0800
0.7	elástico		0.00				0.00	2.38E-04	1.239	45.570	45.5700	45.5700
0.6	elástico		0.00				0.00	3.18E-04	1.652	39.060	39.0600	39.0600
0.5	elástico		0.00				0.00	3.97E-04	2.065	32.550	32.5500	32.5500
0.4	elástico		0.00				0.00	4.77E-04	2.478	26.040	26.0400	26.0400
0.3	elástico		0.00				0.00	5.56E-04	2.891	19.530	19.5300	19.5300
0.2	elástico		0.00				0.00	6.35E-04	3.304	13.020	13.0200	13.0200
0.1	plástico	0.000647	1.133	-0.1632	-0.0011	0.0031	5.89	9.90E-04	5.148	6.510	8.0108	5.0092
0.0	plástico	0.000647	1.463	-0.4976	-0.0024	0.0079	7.61	2.74E-03	14.248	0.000	5.2286	0.0000

CUADRO 6.6
ANÁLISIS DE LA CURVA DE CONVERGENCIA DEL TUNEL ROCA TIPO D

DATOS: CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE

$R_c =$	4.00E+03	Ton/m ²	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca inalterada
$m =$	0.2		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$s =$	0.0001		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$E =$	1.00E+05	Ton/m ²	Módulo de elasticidad de la roca intacta
$\nu =$	0.22		Relación de Poisson de la roca intacta
$mr =$	0.05		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$sr =$	0.00001		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$\gamma =$	2.17E+00	Ton/m ³	Peso unitario del macizo
$P_o =$	6.51E+01	Ton/m ²	Magnitud del esfuerzo in situ
$r_{i_0} =$	5.45	m	Radio del túnel
CALCULOS:			
$M =$	0.013		Constante calculada
$D =$	-0.653		Constante calculada
$N =$	0.507		Constante calculada
$P_{icr} =$	12.064		Presión Interna crítica
$\mu_{cr} =$	3.526		Máxima deformación en rango elástico

TABLAS PARA GRAFICAR

P_i/P_o	Tramo	μ_0/r_e	r_e/r_i	R	e_{av}	A	r_e	μ_i/r_{i_0} %	μ_i (mm)	P_i Hastial	P_i Clave	P_i C.clave
1.0	elástico		0.00				0.00	0.00E+00	0.000	65.100	65.1000	65.1000
0.9	elástico		0.00				0.00	7.94E-05	0.433	58.590	58.5900	58.5900
0.8	elástico		0.00				0.00	1.59E-04	0.866	52.080	52.0800	52.0800
0.7	elástico		0.00				0.00	2.38E-04	1.299	45.570	45.5700	45.5700
0.6	elástico		0.00				0.00	3.18E-04	1.731	39.060	39.0600	39.0600
0.5	elástico		0.00				0.00	3.97E-04	2.164	32.550	32.5500	32.5500
0.4	elástico		0.00				0.00	4.77E-04	2.597	26.040	26.0400	26.0400
0.3	elástico		0.00				0.00	5.56E-04	3.030	19.530	19.5300	19.5300
0.2	elástico		0.00				0.00	6.35E-04	3.463	13.020	13.0200	13.0200
0.1	plástico	0.000647	1.133	-0.1632	-0.0011	0.0031	6.17	9.90E-04	5.395	6.510	8.0829	4.9371
0.0	plástico	0.000647	1.463	-0.4976	-0.0024	0.0079	7.98	2.74E-03	14.933	0.000	5.4800	0.0000

CUADRO 6.7
ANALISIS DE LA CURVA DE CONVERGENCIA DEL TUNEL ROCA TIPO C

DATOS: CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE

$R_C = 3.80E+03$	Ton/m ²	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca inalterada
$m = 1$		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$s = 0.004$		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$E = 1.00E+05$	Ton/m ²	Módulo de elasticidad de la roca intacta
$u = 0.22$		Relación de Poisson de la roca intacta
$mr = 0.2$		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$sr = 0$		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$\gamma = 2.17E+00$	Ton/m ³	Peso unitario del macizo
$p_o = 3.26E+01$	Ton/m ²	Magnitud del esfuerzo in situ
$r_{i_0} = 5.2$	m	Radio del túnel
CALCULOS:		
$M = 0.012$		Constante calculada
$D = -0.912$		Constante calculada
$N = \#_i \text{NUM!}$		Constante calculada
$p_{icr} = -13.015$		Presión Interna de crítica
$\mu_{cr} =$		Máxima deformación en rango elástico

TABLAS PARA GRAFICAR

p_i/p_o	Tramo	μ_e/r_e	r_e/r_i	R	e_{av}	A	r_e	μ_i/r_{i_0} %	μ_i (mm)	P_i Hastial	P_i Clave	P_i C.clave
1.0	elástico		0.000				0.00	0.00E+00	0.000	32.550	32.5500	32.5500
0.9	elástico		0.000				0.00	3.97E-05	0.206	29.295	29.2950	29.2950
0.8	elástico		0.000				0.00	7.94E-05	0.413	26.040	26.0400	26.0400
0.7	elástico		0.000				0.00	1.19E-04	0.619	22.785	22.7850	22.7850
0.6	elástico		0.000				0.00	1.59E-04	0.826	19.530	19.5300	19.5300
0.5	elástico		0.000				0.00	1.99E-04	1.032	16.275	16.2750	16.2750
0.4	elástico		0.000				0.00	2.38E-04	1.239	13.020	13.0200	13.0200
0.3	elástico		0.000				0.00	2.78E-04	1.445	9.765	9.7650	9.7650
0.2	elástico		0.000				0.00	3.18E-04	1.652	6.510	6.5100	6.5100
0.1	elástico		0.000				0.00	3.57E-04	1.858	3.255	3.2550	3.2550
0.0	elástico		0.000				0.00	3.97E-04	2.065	0.000	0.0000	0.0000

CUADRO 6.8
ANALISIS DE LA CURVA DE CONVERGENCIA DEL TUNEL ROCA TIPO C

DATOS: CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE

$R_C =$	3.80E+03	Ton/m ²	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca inalterada
$m =$	1		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$s =$	0.004		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$E =$	1.00E+05	Ton/m ²	Módulo de elasticidad de la roca intacta
$u =$	0.22		Relación de Poisson de la roca intacta
$m_r =$	0.2		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$s_r =$	0		Constante del material del macizo rocoso, tablas
$\gamma =$	2.17E+00	Ton/m ³	Peso unitario del macizo
$p_o =$	3.26E+01	Ton/m ²	Magnitud del esfuerzo in situ
$r_{i_0} =$	5.45	m	Radio del túnel
CALCULOS:			
$M =$	0.012		Constante calculada
$D =$	-0.912		Constante calculada
$N =$	# _i NUM!		Constante calculada
$p_{icr} =$	-13.015		Presión Interna de crítica
$\mu_{cr} =$			Máxima deformación en rango elástico

TABLAS PARA GRAFICAR

p_i/p_o	Tramo	μ_e/r_e	r_e/r_i	R	ϵ_{av}	A	r_e	μ_i/r_{i_0} %	μ_i (mm)	P_i Hastial	P_i Clave	P_i C.clave
1.0	elástico		0.000				0.00	0.00E+00	0.000	32.550	32.5500	32.5500
0.9	elástico		0.000				0.00	3.97E-05	0.216	29.295	29.2950	29.2950
0.8	elástico		0.000				0.00	7.94E-05	0.433	26.040	26.0400	26.0400
0.7	elástico		0.000				0.00	1.19E-04	0.649	22.785	22.7850	22.7850
0.6	elástico		0.000				0.00	1.59E-04	0.866	19.530	19.5300	19.5300
0.5	elástico		0.000				0.00	1.99E-04	1.082	16.275	16.2750	16.2750
0.4	elástico		0.000				0.00	2.38E-04	1.299	13.020	13.0200	13.0200
0.3	elástico		0.000				0.00	2.78E-04	1.515	9.765	9.7650	9.7650
0.2	elástico		0.000				0.00	3.18E-04	1.731	6.510	6.5100	6.5100
0.1	elástico		0.000				0.00	3.57E-04	1.948	3.255	3.2550	3.2550
0.0	elástico		0.000				0.00	3.97E-04	2.164	0.000	0.0000	0.0000

CUADRO 6.9
ANALISIS DEL SOPORTE PARA HORMIGON PROYECTADO ROCA TIPO D

DATOS	UNIDADES		
$E_{concr.}$	2.10E+06	Ton/m ²	Modulo de elasticidad del concreto o del concreto lanzado
ν_c	0.25		Relación de Poisson para el concreto o el concreto lanzado
t_c	0.1	m	Espesor del revestimiento
r_{i1}	5.20	m	Radio del túnel en secciones sin cerchas
r_{i2}	5.45	m	Radio del túnel en secciones con cerchas
$R_{concr.1}$	1.00E+03	Ton/m ²	Resistencia a la compresión uniaxial del concreto lanzado a 1 dia
$R_{concr.28}$	2.80E+03	Ton/m ²	Resistencia a la compresión uniaxial del concreto lanzado a 28 dias

K_{c1}	Ton/m ²	Rigidez del refuerzo de concreto lanzado en secciones sin cerchas
K_{c2}	Ton/m ²	Rigidez del refuerzo de concreto lanzado en secciones con cerchas
P_{scmax}	Ton/m ²	Presión de soporte máxima del concreto lanzado

Cálculo de rigidez y presión de soporte en secciones de excavación de 5.20 m

t_{cr1}	0.03	0.05	0.075	0.10	0.13	0.15	0.18	0.20
K_{cr1}	12,985.40	21,711.93	32,699.00	43,774.35	54,938.65	66,192.58	77,536.79	88,971.96
$P_{scmax1r1}$	5.75	9.57	14.32	19.05	23.75	28.43	33.09	37.72
$P_{scmax28r1}$	16.11	26.79	40.09	53.33	66.50	79.60	92.65	105.62
$\mu_{scmax28r1}$	6.45	6.42	6.38	6.33	6.29	6.25	6.21	6.17

Cálculo de rigidez y presión de soporte en secciones de excavación de 5.45 m

t_{cr2}	0.03	0.05	0.075	0.10	0.13	0.15	0.18	0.20
K_{cr2}	12,387.00	20,708.34	31,181.79	41,735.53	52,370.14	63,086.19	73,884.28	84,764.96
$P_{scmax1r2}$	5.49	9.13	13.67	18.18	22.67	27.14	31.59	36.02
$P_{scmax28r2}$	15.37	25.57	38.27	50.90	63.48	76.00	88.46	100.87
$\mu_{scmax28r2}$	6.76	6.73	6.69	6.65	6.61	6.57	6.53	6.49

ROCA	F_{icr}	P_O	r_i (m)	t_c (cm)	F_{s28}	F_{s1}
TIPO D	12.06	6.51E+01	5.20	10	4.420	1.579
TIPO D	12.06	6.51E+01	5.45	10	4.220	1.507

CURVA DE SOPORTE PARA HORMIGON PROYECTADO

μ_i	P_i	r_i (m)
2.970	0.00	5.20
9.305	53.33	

μ_i	P_i	r_i (m)
3.174	0.00	5.45
9.821	50.90	

GRAFICO 6.2

CURVA CARACTERISTICA DEL TERRENO TIPO D RADIO 5.20 m

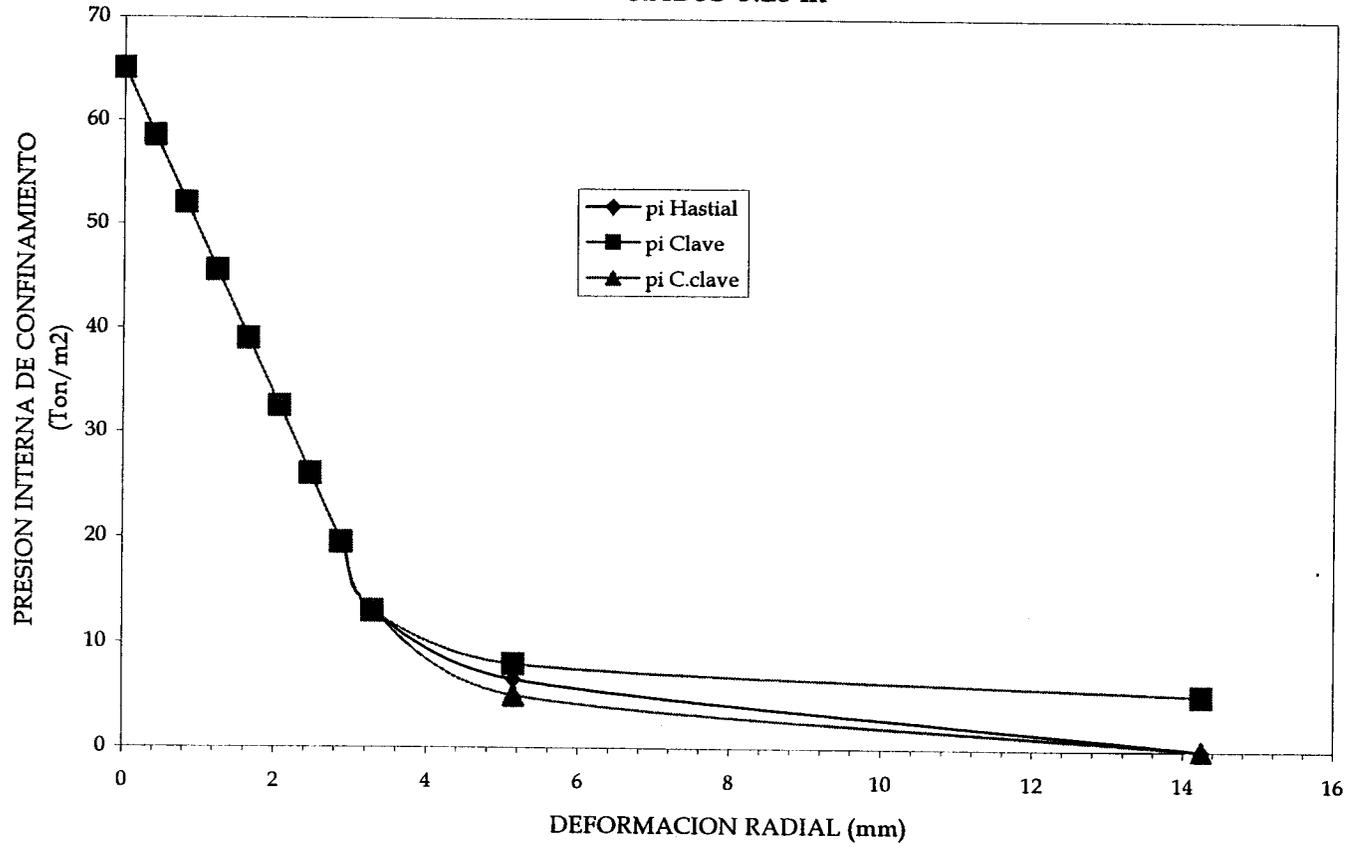


GRAFICO 6.3

CURVA CARACTERISTICA DEL TERRENO TIPO D RADIO 5.45 m

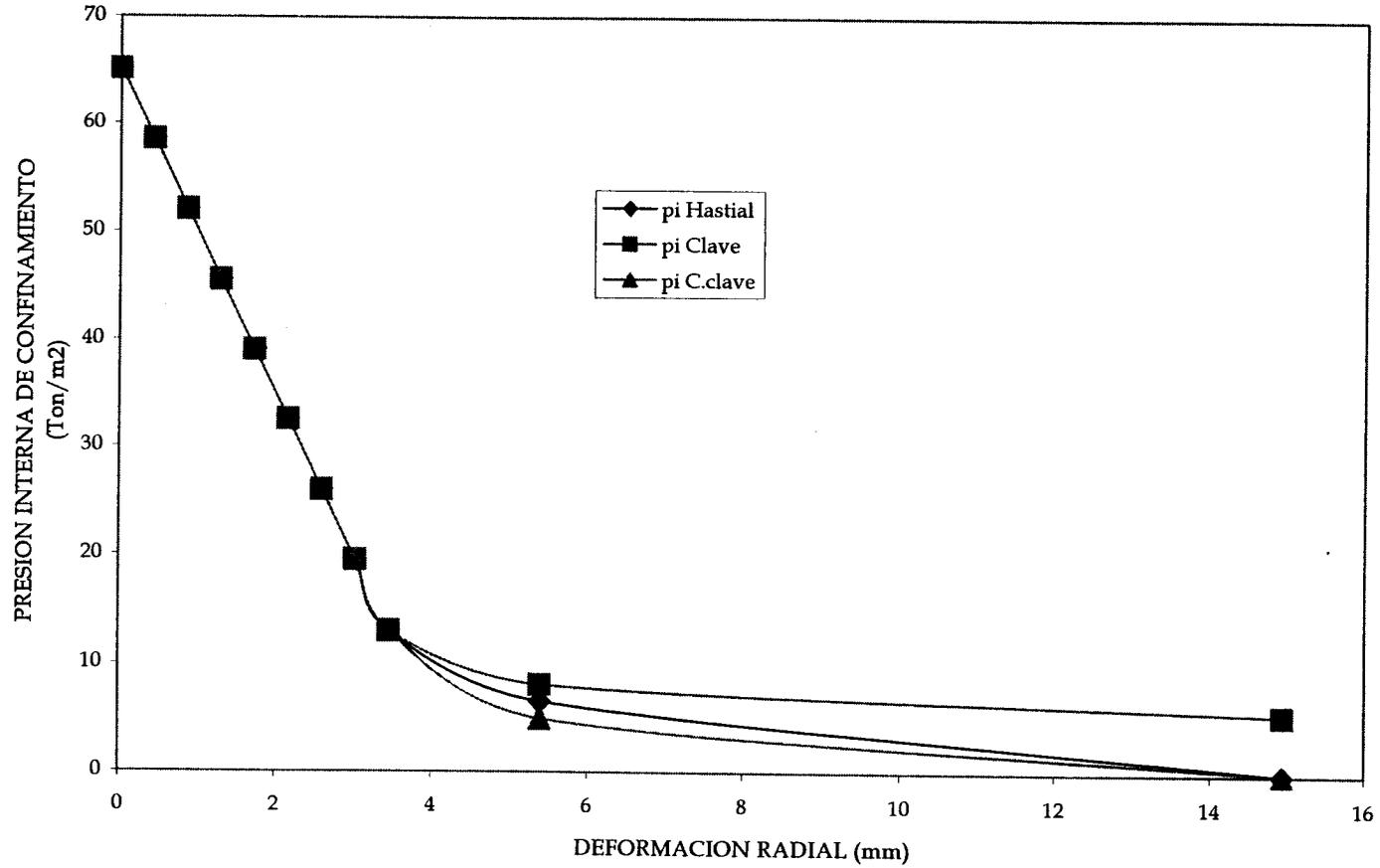


GRAFICO 6.4

CURVA CARACTERISTICA DEL TERRENO TIPO C RADIO 5.20 m

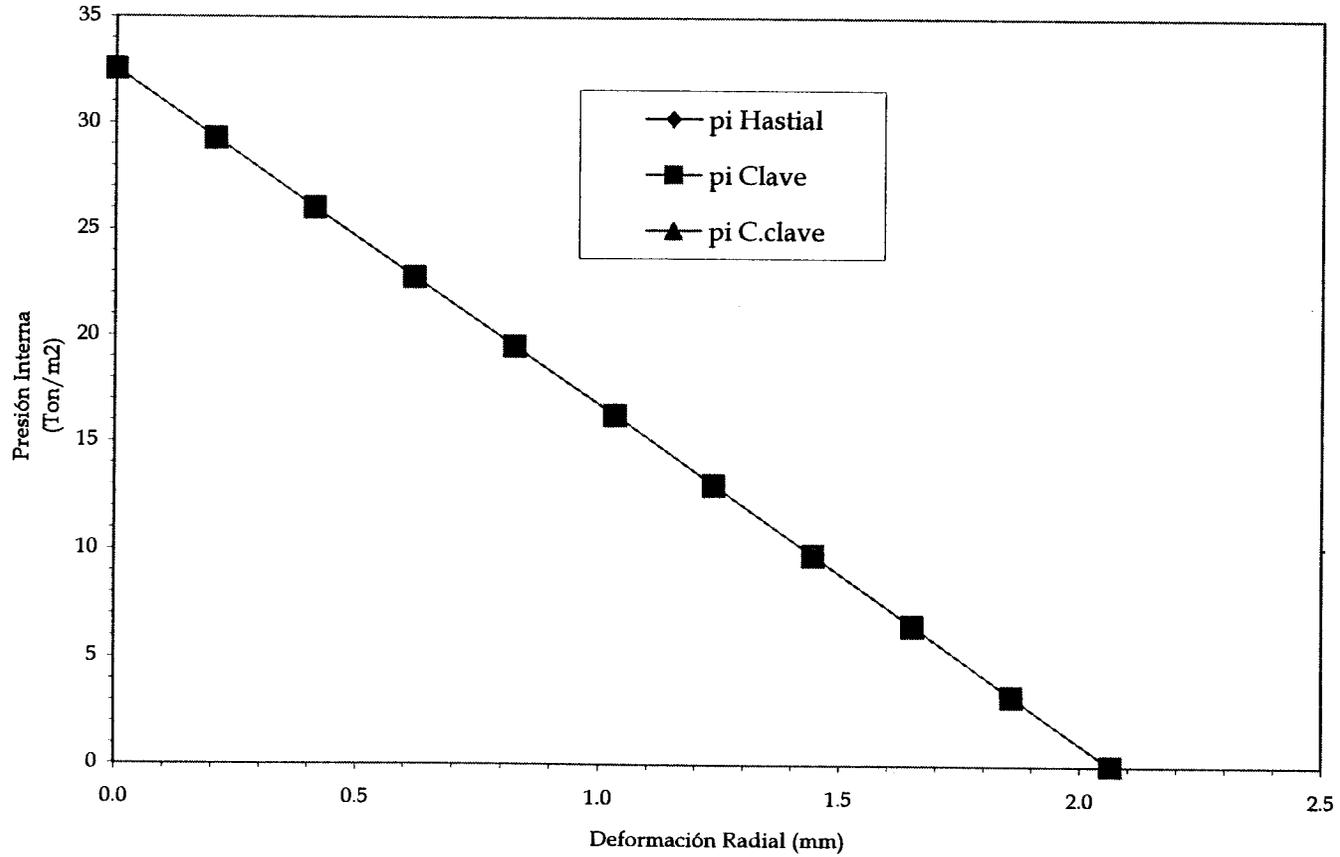


GRAFICO 6.5

CURVAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO TIPO C
RADIO 5.45 m

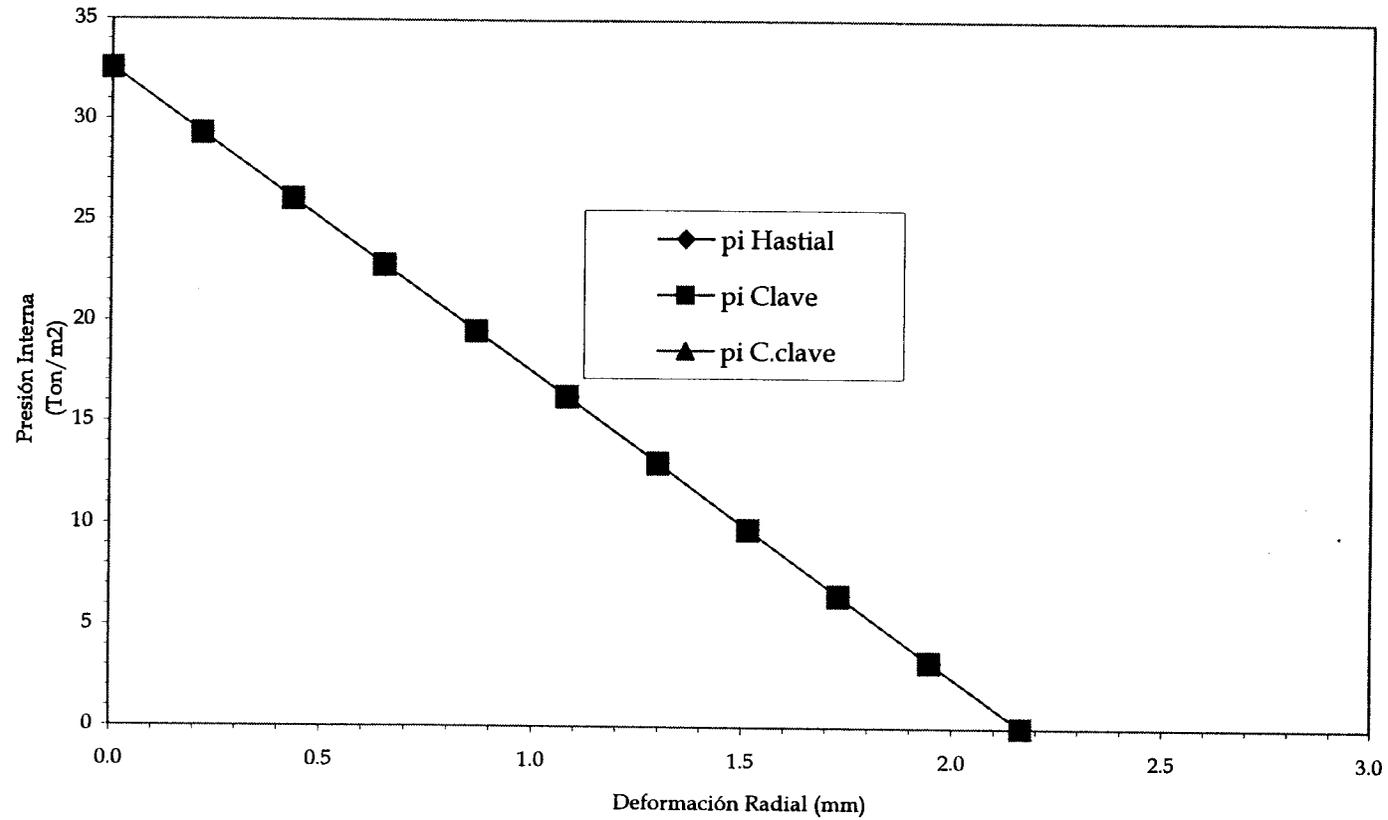


GRAFICO 6.6

CURVAS DE "CONVERGENCIA-CONFINAMIENTO" ROCA TIPO D RADIO 5.20 m

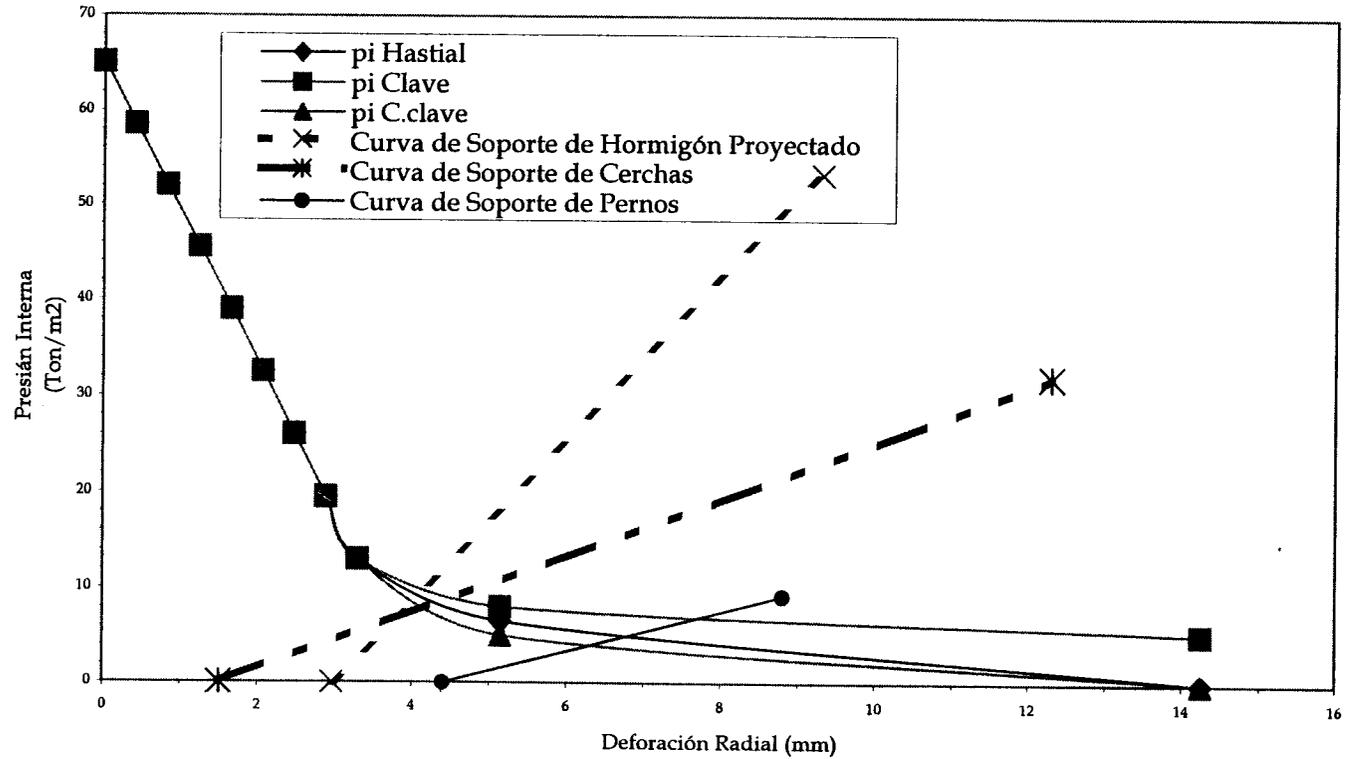
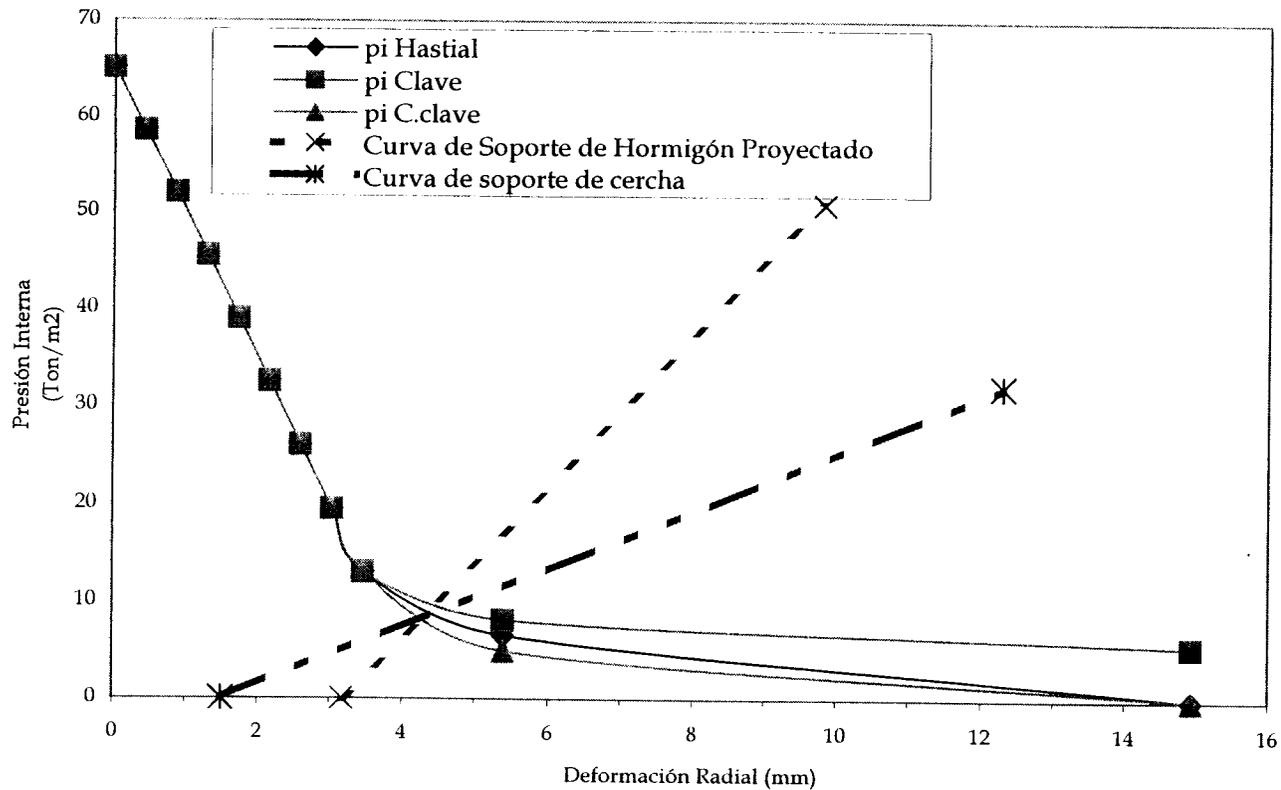


GRAFICO 6.7

CURVAS DE "CONVERGENCIA-CONFINAMIENTO" ROCA TIPO D RADIO 5.45 m



ANEXO 7

GRAFICO 7.1
ESTRIBO TIPO Y VIGA "KEY"

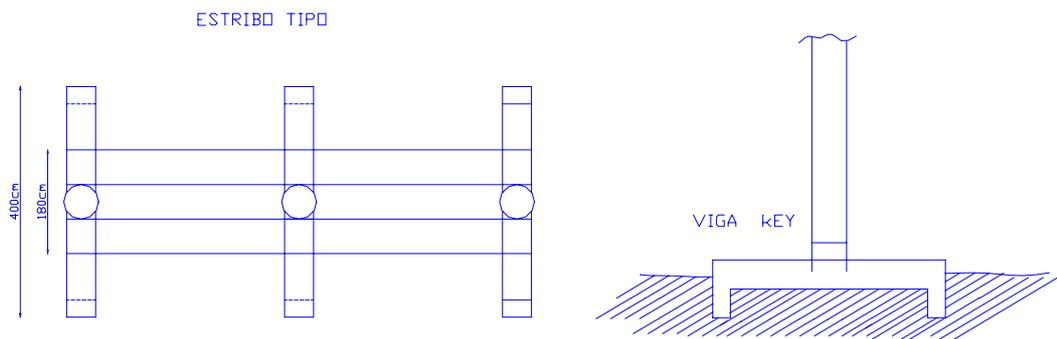


GRAFICO 7.2
VIGAS T Y VIGAS PRINCIPALES

VIGAS T Y VIGAS PRINCIPALES

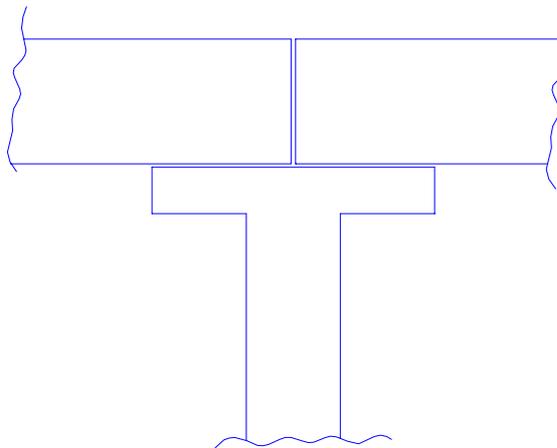


GRAFICO 7.3
DIAGRAMA DE MOMENTOS Y FUERZAS DE CORTE

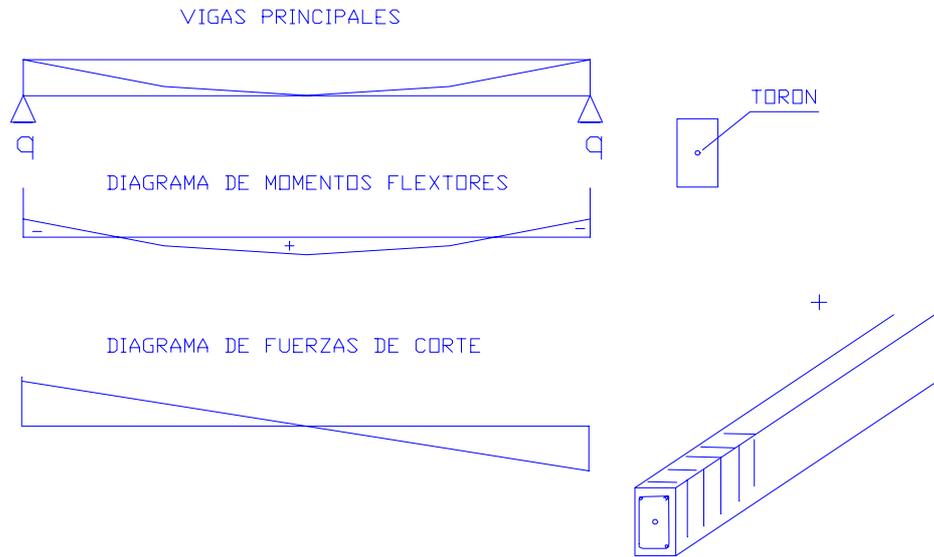


GRAFICO 7.4

