

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CRITERIO DE DISEÑO Y TECNOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DEL POZO DE FUNDACIÓN DEL ESTRIBO SUR EN EL VIADUCTO N° 13 DEL FERROCARRIL CARACAS – CÚA

Trabajo Especial de Grado Presentado Ante la
Ilustre Universidad Central de Venezuela
Por el Br. Martínez Lunar, Gustavo Rafael
para optar al título de Ingeniero de Minas.

Caracas, Febrero de 2005

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CRITERIO DE DISEÑO Y TECNOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DEL POZO DE FUNDACIÓN DEL ESTRIBO SUR EN EL VIADUCTO N° 13 DEL FERROCARRIL CARACAS – CÚA

Tutor académico: Profesor Omar Márquez

Tutor industrial: Geólogo Saberio Testamark

Trabajo Especial de Grado Presentado Ante la
Ilustre Universidad Central de Venezuela
Por el Br. Martínez Lunar, Gustavo Rafael
para optar al título de Ingeniero de Minas.

Caracas, Febrero de 2005

DEDICATORIA

A mis padres

José Gabriel Martínez

Y

Luisa Dolores de Martínez

AGRADECIMIENTOS

Le estoy sumamente agradecido a la honorable Universidad Central de Venezuela, a la Facultad de Ingeniería, a la Escuela de Geología, Minas y Geofísica, especialmente al Departamento de Minas por haber permitido la realización de este trabajo de grado.

Al profesor **Omar Márquez** por ser el guía de esta tesis, al profesor **Gianfranco Perri**, al geólogo **Saberio Testamark**, al personal técnico y obrero del Consorcio Contuy Medio grupo B, así como también a mi familia, y a todas las personas que hicieron posible la realización de esta tesis.

Martínez L. Gustavo R.

**CRITERIO DE DISEÑO Y TECNOLOGIA DE
CONSTRUCCION PARA LOS POZOS DE FUNDACION EN
EL VIADUCTO N° 13 DEL FERROCARIL CARACAS – CUA**

Tutor Académico: Prof. Omar Márquez. Tutor Industrial: Geol. Saberio Testamark. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. 2004, n° Pág. (100)

Palabras Claves: Ferrocarriles. Vía Férrea. Viaducto. Pozos. Estado Miranda.

Resumen: En el presente trabajo de grado se señalan los aspectos más resaltantes en el proceso de diseño y la tecnología de construcción en los pozos de fundación del viaducto N° 13 del ferrocarril Caracas – Cúa.

La obra trata en forma general de identificar los parámetros geotécnicos que intervienen en el diseño de los pozos, establecer la capacidad de carga admisible, determinar la profundidad, la cota de apoyo, el dimensionamiento, el tipo de fundación y revisar su secuencia constructiva. Cada capítulo da una visión global en donde se incluyen los aspectos proyectales y técnicos del mismo, igualmente se anexan tablas, fotos, cuadros y planos para concebir mejor las labores de construcción de los pozos de fundación.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
RESUMEN	v
LISTA DE CUADROS	ix
LISTA DE GRÁFICOS	x
INTRODUCCION	1
CAPÍTULO I	
EL PROBLEMA	3
1.1 Planteamiento del problema	3
1.2 Objetivos de la investigación	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos	4
1.3 Alcance de la investigación	4
1.4 Justificación	5
CAPÍTULO II	
RED FERROVIARIA NACIONAL	6
2.1 Plan ferroviario	6
2.2 Organización técnica de la obra	10
2.3 Descripción del viaducto N° 13	10
2.4 Ubicación geográfica	13
2.5 Fisiografía de la zona	13
2.6 Comunicación y acceso	14
CAPÍTULO III	
GEOLOGÍA	15
3.1 Geología regional	15
3.2 Formación Las Mercedes	15
3.3 Geología local	17

3.4 Geología estructural	18
CAPÍTULO IV	
EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	20
4.1 Caracterización geomecánica del macizo rocoso	24
4.2 Parámetros geomecánicos	30
4.2.1 Resistencia a la compresión sin confinar	30
4.2.2 Peso unitario	34
4.2.3 Índice de absorción	36
CAPÍTULO V	
TEORÍA DE FUNDACIONES	39
5.1 Clasificación de las fundaciones	39
5.2 Parámetros de diseño	43
5.3 Cálculo de la deformación longitudinal	44
5.4 Cálculo del módulo de reacción	46
5.5 Valores del RQD determinados en el macizo rocoso	47
5.6 Determinación del esfuerzo admisible	47
5.7 Determinación de la carga real	52
5.8 Comprobación de la carga admisible en el pozo	54
5.9 Determinación de la profundidad del pozo	55
5.10 Análisis del resultado	57
CAPÍTULO VI	
TECNOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN	58
6.1 Excavación mecánica	58
6.2 Excavación con explosivo	58
6.2.1 Perforación	58
6.2.2 Voladura	59
6.2.3 Cuele	62
6.3 Acarreo de escombros	62
6.4 Sostenimiento provisional	62
6.5 Revestimiento	63

6.6 Acero de refuerzo	63
6.7 Encofrado	64
6.8 Vaciado de concreto	64
CONCLUSIONES	67
RECOMENDACIONES	69
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72
ANEXOS	76
1. DATOS ESTRUCTURALES Y LITOLÓGICOS	77
2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTECNICAS	85
3. PLANO DE GEOLOGÍA DE DETALLE	87
4. CLASIFICACIONES GEOMECHANICAS	89
5. PLANO DE PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL	100
6. SECUENCIA CONSTRUCTIVA DEL POZO	102
7. PLANO DE ENCOFRADO Y SOPORTE PRIMARIO	112

LISTA DE CUADROS

CUADROS

Cuadro 1 Plan ferroviario nacional	9
Cuadro 2 Perforaciones en el viaducto 13	20
Cuadro 3 Resumen de los ensayos de Rocas	21
Cuadro 4 Granulometría en el estribo sur	23
Cuadro 5 Características de las rocas en el estribo sur	(ANEXO N° 2)
Cuadro 6 Índices RQD e Iv de Deere	(ANEXO N° 4)
Cuadro 7 Índices de la separación de las diaclasas de Deere	(ANEXO N° 4)
Cuadro 8 Índices numéricos de Bieniawski	(ANEXO N° 4)
Cuadro 9 Índices del diaclasado (Jn) de Barton	(ANEXO N° 4)
Cuadro 10 Índices de rugosidad (Jr) de Barton	(ANEXO N° 4)
Cuadro 11 Índices de alteración (Ja) de Barton	(ANEXO N° 4)
Cuadro 12 Coeficientes hidrológicos (Jw) de Barton	(ANEXO N° 4)
Cuadro 13 Factor de reducción (SRF) de Barton	(ANEXO N° 4)
Cuadro 14 Calidad de la masa rocosa de Barton	(ANEXO N° 4)
Cuadro 15 Índice de resistencia geológica (G.S.I.)	(ANEXO N° 4)
Cuadro 16 Esfuerzo admisible de carga vs. la profundidad del pozo	51
Cuadro 17 Características del explosivo venagel	60
Cuadro 18 Diseño de voladura para el esquisto calcáreo grafitoso	61
Cuadro 19 Aplicaciones para diferentes tipos de concreto	66

LISTA DE GRAFICOS

GRÁFICOS

Gráfico 1	Situación de Venezuela en el mundo	7
Gráfico 2	Ubicación de Venezuela al norte de la América del sur	8
Gráfico 3	Red ferroviaria nacional	8
Gráfico 4	Organización técnica del proyecto Caracas – Tuy Medio	11
Gráfico 5	Sistema ferroviario nacional central y capital	12
Gráfico 6	Ubicación del viaducto N° 13	14
Gráfico 7	Mapa geológico de la región central.	15
Gráfico 8	Planos de foliación	19
Gráfico 9	Planos de diaclasas	19
Gráfico 10	Peso específico vs. la absorción en el estribo sur	22
Gráfico 11	Análisis granulométrico en el estribo sur	24
Gráfico 12	Recolección de muestras con taladro hidráulico	(ANEXO N° 4)
Gráfico 13	Ensayos de rocas metamórficas	(ANEXO N° 4)
Gráfico 14	Planilla de ensayo para rocas	(ANEXO N° 4)
Gráfico 15	Fundaciones directas y profundas	39
Gráfico 16	Pilotes de concreto y de forro hincado	41
Gráfico 17	Pilotes vaciados en el sitio y pilas coladas	43
Gráfico 18	Ángulo de fricción para diferentes G.S.I. y mi.	44
Gráfico 19	Módulo del macizo (Em) según G.S.I. y Co	45

Gráfico 20	Capacidad admisible de carga en función de la profundidad	51
Gráfico 21	Características de los viaductos	(ANEXO N° 4)
Gráfico 22	Parámetros de la plataforma y vía férrea	(ANEXO N° 4)
Gráfico 23	Características del material rodante	(ANEXO N° 4)
Gráfico 24	Estadística de la demanda de pasajeros	(ANEXO N° 4)
Gráfico 25	Perspectiva de la fabricación del anillo guía	(ANEXO N° 6)
Gráfico 26	Refuerzo en la armadura del anillo guía	(ANEXO N° 6)
Gráfico 27	Disposición de las vigas IPN 140 y la malla riplex	(ANEXO N° 6)
Gráfico 28	Ensamblaje de las vigas IPN 140 con los pernos	(ANEXO N° 6)
Gráfico 29	Armadura de la malla riplex con los separadores	(ANEXO N° 6)
Gráfico 30	Vaciado de concreto del anillo	(ANEXO N° 6)
Gráfico 31	Excavación mecánica con excavadora Fiat-Hitachi	(ANEXO N° 6)
Gráfico 32	Perspectiva de la excavación	(ANEXO N° 6)
Gráfico 33	Excavación mecánica con Jumbo de martillo	(ANEXO N° 6)
Gráfico 34	Perforación con maquina neumática Bagodrill	(ANEXO N° 6)
Gráfico 35	Carga de escombros con grúa telescópica	(ANEXO N° 6)
Gráfico 36	Ensamble de las vigas IPN 140	(ANEXO N° 6)
Gráfico 37	Pernos de 3/4" y cabillas 5/8"	(ANEXO N° 6)
Gráfico 38	Revestimiento con concreto proyectado	(ANEXO N° 6)
Gráfico 39	Acero de refuerzo para la fundación	(ANEXO N° 6)
Gráfico 40	Encofrado del pozo de fundación	(ANEXO N° 6)
Gráfico 41	Vaciado de concreto	(ANEXO N° 6)
Gráfico 42	Curado del concreto	(ANEXO N° 6)

INTRODUCCIÓN

En Venezuela en los últimos años ha existido un creciente interés en la construcción de pozos de fundación para los viaductos, por consiguiente tomando en consideración esta situación se propone un proyecto de investigación el cual consiste en diseñar los pozos de fundación para apoyar el viaducto N° 13 en el tramo 4 del ferrocarril Caracas-Cúa. Teniendo como objetivo determinar la profundidad de los pozos, dimensiones y capacidad de carga de los materiales.

La información teórica que servirá de base a este trabajo son las diferentes clasificaciones del macizo rocoso entre los que podemos citar: la de **Terzaghi** la cual toma en cuenta las distintas condiciones de la roca y las divide en rocas intactas, rocas estratificadas, rocas moderadamente diaclasadas, rocas bloqueadas, rocas fracturadas, rocas trituradas y expansivas, la de **Deere** que emplea los índices R.Q.D. e Iv, el cual se determina sobre muestras rotatorias de diámetros 50mm (Diámetro Nx) y con trozos de núcleo mayor o igual a 10cm; también puede estimarse por el número de discontinuidades en metro cúbico de volumen del macizo rocoso (Iv) y clasifica la masa rocosa en las siguientes clases: Muy mala, mala, regular, buena y excelente, la de **Barton** la cual describe como Q la calidad de la roca tomando en consideración el número de discontinuidades, la de **Bieniawski** con el índice numérico R.M.R. que cuantifica en forma numérica la calidad del macizo rocoso tomando como base las siguientes características: la resistencia a la compresión uniaxial de la roca, el R.Q.D., el espaciamiento de las discontinuidades, condición de las discontinuidades, las condiciones hidrológicas

y la orientación de las discontinuidades, la de **Hoek y Brown** con el índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos, el **G S I** que cuantifica la reducción de la resistencia y el aumento de la deformabilidad de las rocas en el macizo; empleando los parámetros de la compresión uniaxial (σ_c) y de la roca intacta (m_i).

El diseño de la investigación es no experimental descriptiva transaccional., la población en estudio serán 4 pozos de fundación del viaducto N° 13 del tramo 4 del ferrocarril Caracas-Cúa; tomándose como muestra el pozo de fundación del estribo sur PV13-ES situado en la progresiva 15+509.50, en cuanto a los instrumentos se emplearán el fichaje bibliográfico, la presentación de cuadros, gráficos e ilustraciones.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema

El proceso de construcción de los pozos de fundación para el viaducto N° 13 tramo 4 del ferrocarril Caracas-Cúa, presenta una problemática de estabilidad en las excavaciones debido a las características geológicas del sector donde se implantará la estructura, así como también la inestabilidad de los taludes donde se ubica la obra.

Por otra parte, se debe escoger soluciones que garanticen la estabilidad de las fundaciones por medio de un diseño apropiado de manera que las mismas transmitan la carga y los esfuerzos que les comunica la superestructura a estratos competentes garantizando de esta forma la estabilidad.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general

Establecer los criterios de diseño para el pozo de fundación del estribo sur PV13-ES tramo 4 del viaducto N° 13 del ferrocarril Caracas-Cúa. Cuyas características mas importantes son el tipo de fundación utilizada, la capacidad de carga admisible, la cota de apoyo de la fundación y su dimensionamiento.

1.2.2 Objetivos específicos

- Identificar las características geológicas y geomecánicas de la zona
- Determinar los parámetros geotécnicos que intervienen en el diseño del pozo de fundación.
- Identificar los factores que inciden en la estabilidad y durabilidad de la fundación.
- Establecer la relación entre la resistencia de la roca en el macizo y el proyecto.
- Determinar la profundidad y cota de apoyo.
- Revisar la secuencia constructiva del pozo de fundación.
- Establecer un procedimiento de diseño para estructuras de este tipo.

1.3 Alcance de la investigación

- Identificar las características geomecánicas del terreno, donde se construyen los pozos de fundación.
- Conocer la secuencia de construcción de los pozos de fundación para el Viaducto N° 13 del ferrocarril Caracas-Cúa.
- Analizar los resultados de los parámetros geotécnicos obtenidos en el terreno donde se construyen los pozos de fundación.

- Hacer recomendaciones técnicas y constructivas adecuadas para garantizar la estabilidad del viaducto.

1.4 Justificación

Cuando se excava un pozo de fundación para un viaducto, se producen esfuerzos en las paredes de la excavación que pueden ocasionar derrumbes producto de la geología y la geomecánica del terreno. Por esta razón es de vital importancia mantener el control de la excavación durante su ejecución.

La construcción de viaductos benefician al proyecto de construcción del ferrocarril Caracas-Cúa, ya que hacen posible superar los obstáculos físicos de la topografía del terreno. La construcción del sistema ferroviario ahorra el tiempo de viaje para los usuarios del tren, aumentando el ahorro energético por la utilización de la vía férrea y la no utilización de la autopista regional del centro por los vehículos a gasolina, disminuyendo el impacto ambiental por la baja deforestación del terreno, asimismo, ayudará a descongestionar los sectores urbanos saturados.

Este trabajo se propone además revisar la aplicación de las técnicas más recientes en la construcción de pozos de fundación. En el caso estudiado se utiliza una tecnología de punta para proyectos ferrocarrileros totalmente nueva en Venezuela.

El estudio de los procesos de diseños y de los procedimientos constructivos aportará una mejor comprensión de estas técnicas y beneficiará a los futuros proyectos ferrocarrileros en el país.

CAPÍTULO II

RED FERROVIARIA NACIONAL

2.1 Plan ferroviario

El Instituto Autónomo Ferrocarriles del Estado se propone la incorporación del modo ferroviario al sistema de transporte nacional, de forma que responda oportuna y eficientemente a los sectores de la economía, en especial a los sectores de la producción, apoyando así las políticas de ordenamiento territorial y desarrollo regional.

Para el logro de este objetivo se propone desarrollar un sistema ferroviario a mediano y largo plazo que constituya la alternativa más económica, segura , eficiente y que a la vez responda a las necesidades del desarrollo nacional.

La infraestructura actual con que cuenta el I.A.F.E., esta constituida por una vía férrea que conecta a Puerto Cabello con Barquisimeto y Acarigua, con las instalaciones básicas conexas, como son talleres, estaciones, equipo rodante, etc.

El plan propuesto contempla construir en primer término el sistema regional de transporte del centro del país, a ser desarrollado en dos (2) etapas. La primera etapa incluye la conexión entre Caracas y los Valles del Tuy que vendrá a aliviar el grave problema de congestionamiento urbano de la ciudad capital. Partirá de La Rinconada donde se conectará con la estación terminal de la Línea 3 del Metro de Caracas para luego desplazarse hacia Charallave-Cúa y Santa Teresa del Tuy.

La segunda etapa comprenderá el enlace entre Cúa-Maracay-Valencia y Puerto Cabello siguiendo aproximadamente el alineamiento de la autopista

Caracas - Valencia hasta llegar al Sector la Encrucijada-Cagua donde se separa hacia el sur acercándose al lago de Valencia. De allí en adelante se desplazará paralelo a la orilla Norte del lago, sirviendo a la vez de barrera de protección del lago y de separación entre las zonas urbano-industriales y agrícolas existentes entre Maracay y Valencia. Luego, pasando el Valle de San Diego busca atravesar la Cordillera de la Costa por el Abra de Trincheras para conectar en El Palito con la línea del ferrocarril Puerto Cabello-Barquisimeto (Gráficos N° 1, 2, 3 y Cuadro N°1).

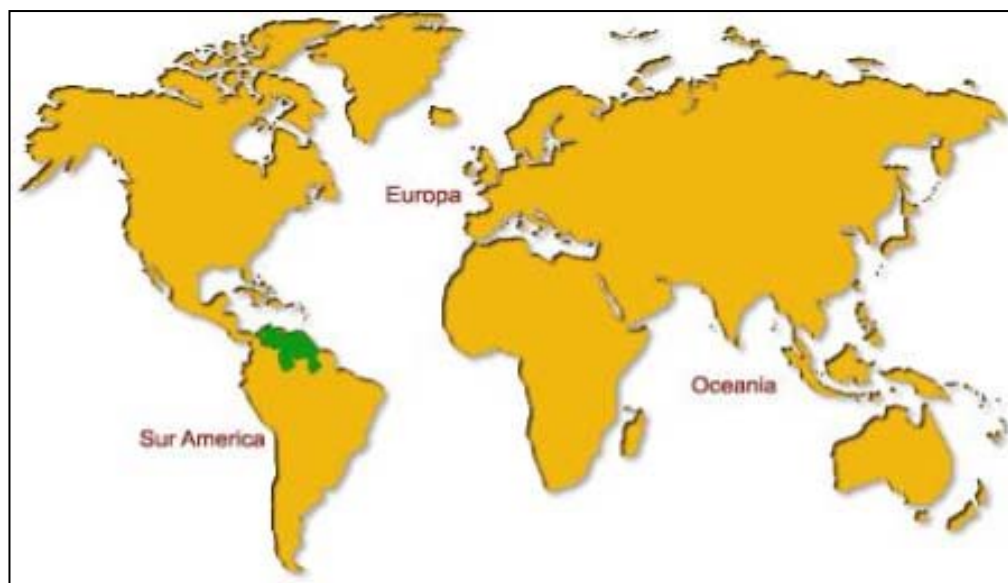


Gráfico 1.- Situación de Venezuela en el mundo.



Gráfico 2.- Ubicación de Venezuela al Norte de la América del Sur

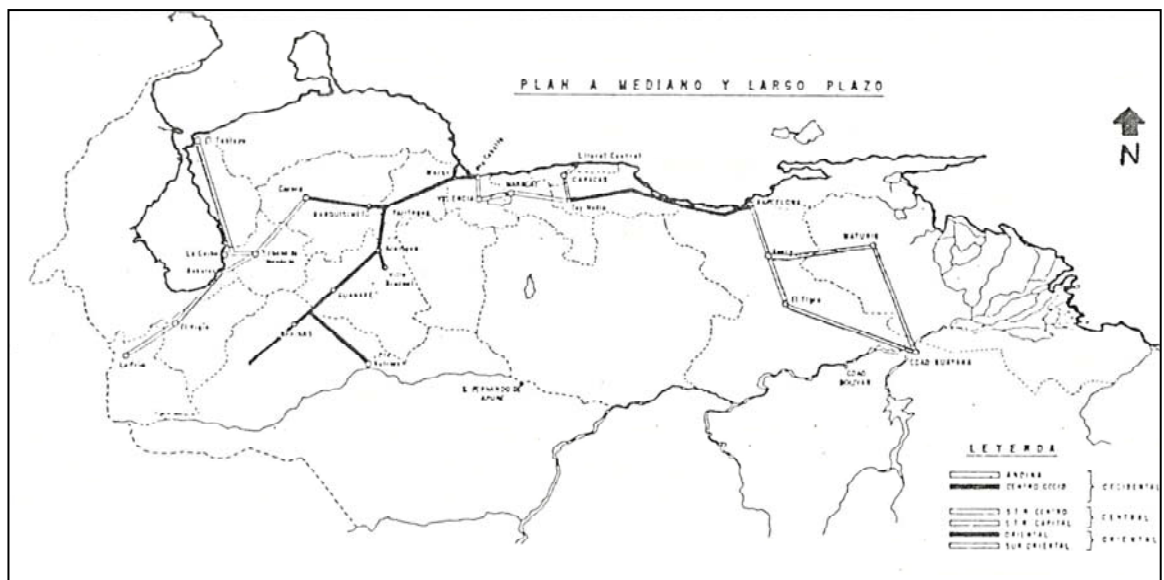


Gráfico 3.- Red Ferroviaria Nacional

Cuadro 1.- Plan Ferroviario Nacional

<u>UBICACIÓN GEOGRAFICA</u>	<u>TRAMO</u>	<u>LONGITUD</u> (KM)	<u>PENDIENTE</u> %MÁXIMA	<u>TOPOGRAFIA</u>	<u>ACTIVIDAD/USO</u> DE LA TIERRA
SISTEMA DE TRANSPORTE REGIONAL (STR) REGIONES CENTRAL Y CAPITAL					
DTTO. FEDERAL-EDO.	CARACAS-	53	3.0%	MONTAÑOSO/	} SUB URBANA
MIRANDA	TUY MEDIO			ONDULADO	
EDOS. MIRANDA-	TUY MEDIO-	134	2.0%	MONTAÑOSO/	
ARAGUA-CARABOBO	VALENCIA			ONDULADO	
<u>LONGITUD TOTAL</u>		<u>237</u>	5.5%		
STR CENTRAL					
DTTO. FEDERAL	CARACAS-	32		MONTAÑOSO	} URBANA
	LITORAL			PLANO	
<u>LONGITUD TOTAL</u>		<u>32</u>			
STR CAPITAL					
TRONCAL SUR-ORIENTAL					
EDOS. ANZOATEGUI/ BOLÍVAR	BARCELONA- CDAD GUAYANA	338	1.5%	PLANO /ONDULADO	} PETROLERA AGRÍCOLA
<u>LONGITUD TOTAL</u> <u>TRONCAL SUR</u> <u>ORIENTAL</u>		<u>338</u>			
EXTENSION TRONCAL CENTRO OCCIDENTAL					
EDO LARA	BARQUISIMETO- CARORA	102	2.0%	ONDULADO	} AGRÍCOLA PECUARIA
EDOS. PORTUGUESA- BARINAS	VILLA BRUZUAL- GUANARE- BARINAS-PTO NUTRIAS	274	1.5%	PLANO	
<u>LONGITUD TOTAL</u> <u>EXTENSIÓN TRONCAL</u> <u>CENTRO OCCIDENTAL</u>		<u>376</u>			
TRONCAL ORIENTAL					
EDOS. MIRANDA- ANZOATEGUI	TUY MEDIO BARCELONA	266	1.5%	ONDULADO PLANO	} AGRÍCOLA RECREACIONAL
<u>LONGITUD TOTAL</u>		<u>256</u>			
TRONCAL OCCIDENTAL ANDINA					
EDOS. LARA- TRUJILLO ZULIA-MERIDA-TACHIRA	CARORA-SABANA DE MENDOZA-LA CEIBA BOBURES- EL VIGIA-LA FRIA-	399	1.5%	PLANO	} AGRÍCOLA PECUARIA
EDOS TRUJILLO-ZULIA	LA CEIBA EL TABLAZO	160	1.5%	PLANO	
<u>LONGITUD TOTAL</u> <u>TRONCAL OCCIDENTAL</u> <u>ANDINA</u>		<u>559</u>			} AGRÍCOLA/ PECUARIA INDUSTRIAL/PETROLERA
<u>LONGITUD TOTAL</u>		<u>1808 Km</u>			

2.2 Organización técnica de la obra

La organización Técnica del proyecto está formado por el Instituto Autónomo Ferrocarriles del Estado (I.A.F.E.), junto con la gerencia técnica de CAMETRO/INELECTRA son las empresas que se encargan de las inspecciones directamente o subcontratan las inspecciones para los diferentes tramos de la obra.

La empresa contratista CONSORCIO CONTUY MEDIO es la encargada de la construcción de la obra en general, el sector de obras civiles está conformado por: El grupo “A”, el cual está formado por las empresas IMPREGILO-CHELA-OTAOLA y son las encargadas de construir los tramos 1,2,5 y 6. El grupo “B” está formado por la empresa ASTALDI correspondiéndole a ella la construcción de los tramos 3 y 4. El sector sistema integral lo forma: El grupo “C”, integrado por la Empresa MARUBENI a la cual le corresponde el material rodante, la señalización y las telecomunicaciones. El grupo “D” lo forma la empresa IMPREGILO a la que le concierne la vía férrea, la electrificación y control (Gráfico N° 4).

2.3 Descripción del viaducto N° 13

El ferrocarril Caracas-Cúa no interfiere las otras vías terrestres del Distrito Federal y el Estado Miranda (Gráfico N° 5), ya que ha sido diseñado bajo el principio de “Vía Libre”, lo cual amerita la construcción de superestructuras denominadas viaductos que salvan los obstáculos topográficos de la zona y le dan continuidad a la vía férrea sin interrupción. El número de viaductos en esta obra es de 30, con una longitud total de 8.500 m, de los cuales son en concreto 5.880 m y 2620 m son construidos en acero concreto.

ORGANIGRAMA DEL PROYECTO CARACAS-TUY MEDIO

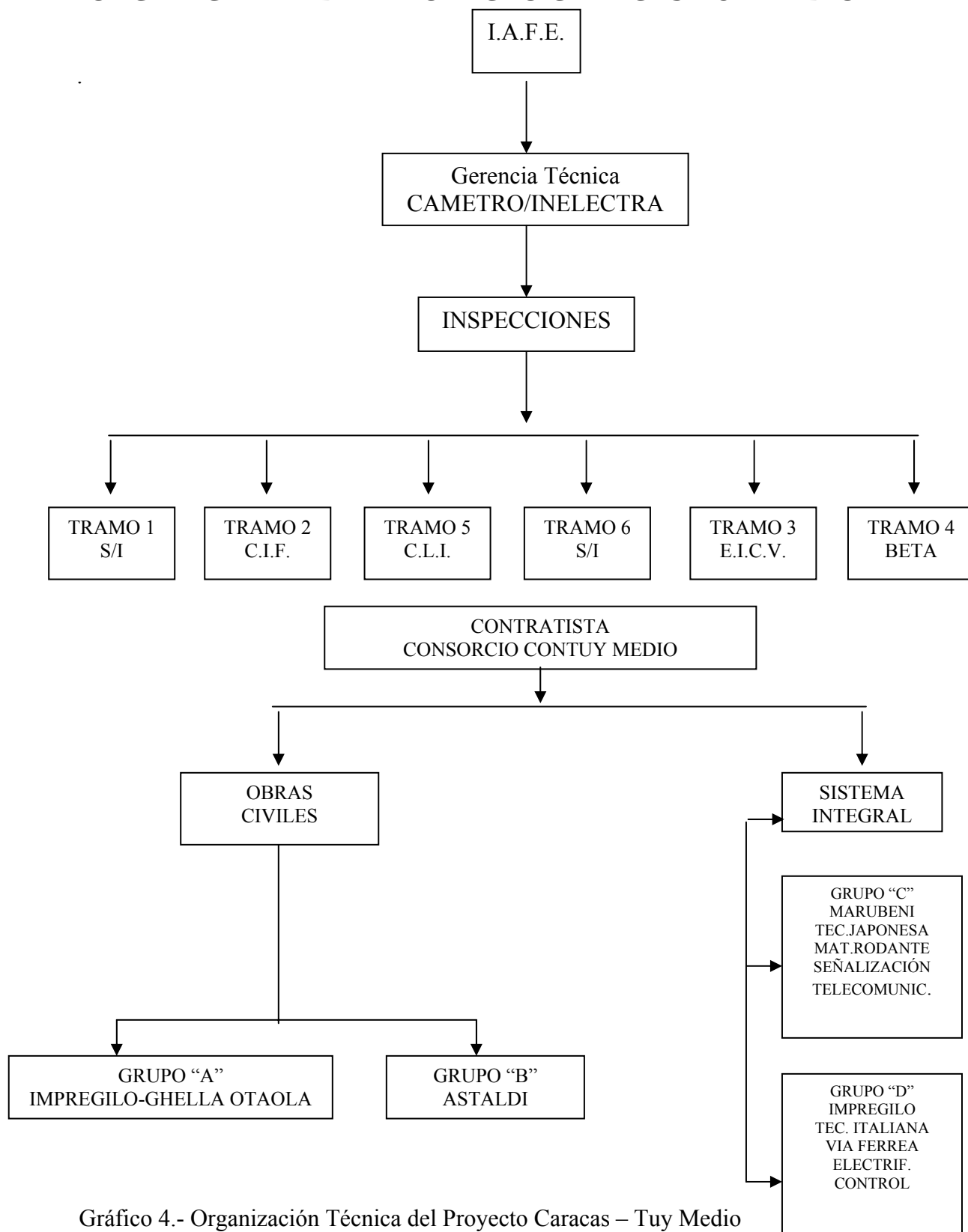


Gráfico 4.- Organización Técnica del Proyecto Caracas – Tuy Medio

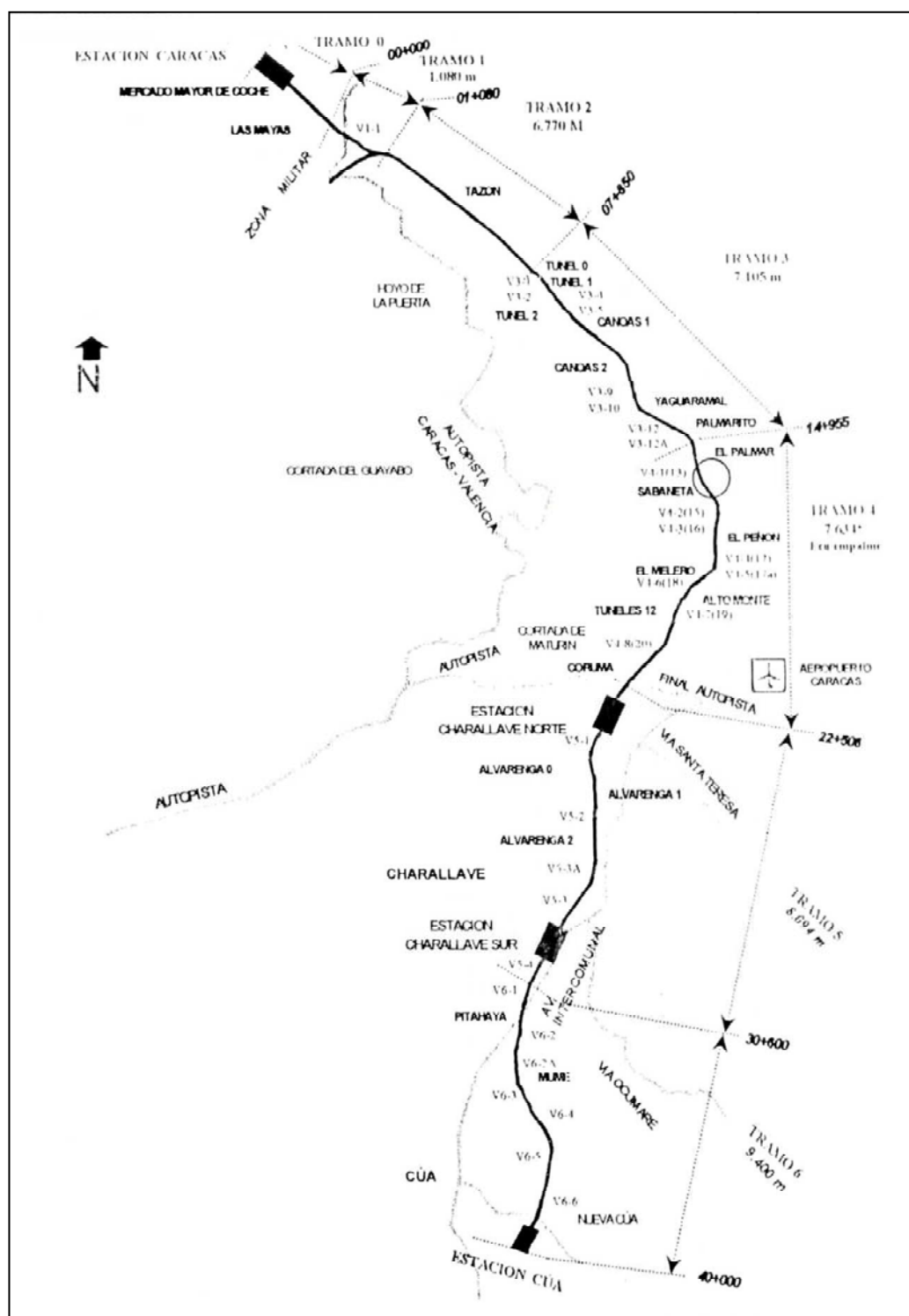


Gráfico 5.- Sistema Ferroviario Nacional Central y Capital

El viaducto N° 13 del Ferrocarril Caracas-Cúa, tiene una longitud de 285 m y está comprendido entre las progresivas 15+224.50 y 15+509.50 correspondiente al tramo 4 del sistema ferroviario de la región central, primera etapa Caracas-Tuy Medio.

2.4 Ubicación geográfica

Se encuentra ubicado al Noroeste del Estado Miranda, entre Hoyo de la Puerta y Cortada de Maturín, cuyos linderos son los túneles del Palmar y Sabaneta (Gráfico N° 6).

2.5 Fisiografía de la zona

La cordillera de la costa está limitada: por el norte con la serranía del litoral, la cual consta de una cadena de montañas que se levantan desde el nivel del mar Caribe y alcanzan una altura máxima de aproximadamente 2,500 metros, al sur la serranía del interior, formadas por montañas de menos altura que corren en planos paralelos a la serranía del litoral.

La cuenca de Santa Lucía-Ocumare del Tuy, tiene una superficie de 700 kilómetros cuadrados aproximadamente y posee elevaciones entre 100 y 400 metros de altitud. Los grandes afloramientos sedimentarios están rodeados por una cadena de montañas formada por rocas metamórficas (contrafuertes metamórficos) de unos 1.300 metros de altura, donde resaltan relieves muy escarpados, con mayores diferencias de cota en comparación a la faja formada por los estratos sedimentarios. El clima de la zona es subtropical permanentemente calurosos y estacionalmente húmedo o lluvioso, determinando dos estaciones, una

relativamente seca y otra lluviosa entre mayo y noviembre con una precipitación anual de 700 a 1000 mm.

2.6 Comunicación y acceso

La carretera que conduce al citado viaducto es la que parte del pueblo de Charallave hasta el aeropuerto Caracas, cuya vialidad se dirige directamente a la zona de trabajo.

Las vías de acceso hasta la obra son de asfalto, se encuentran en buen estado y la comunicación con el viaducto N° 13 se realiza con mucha facilidad.

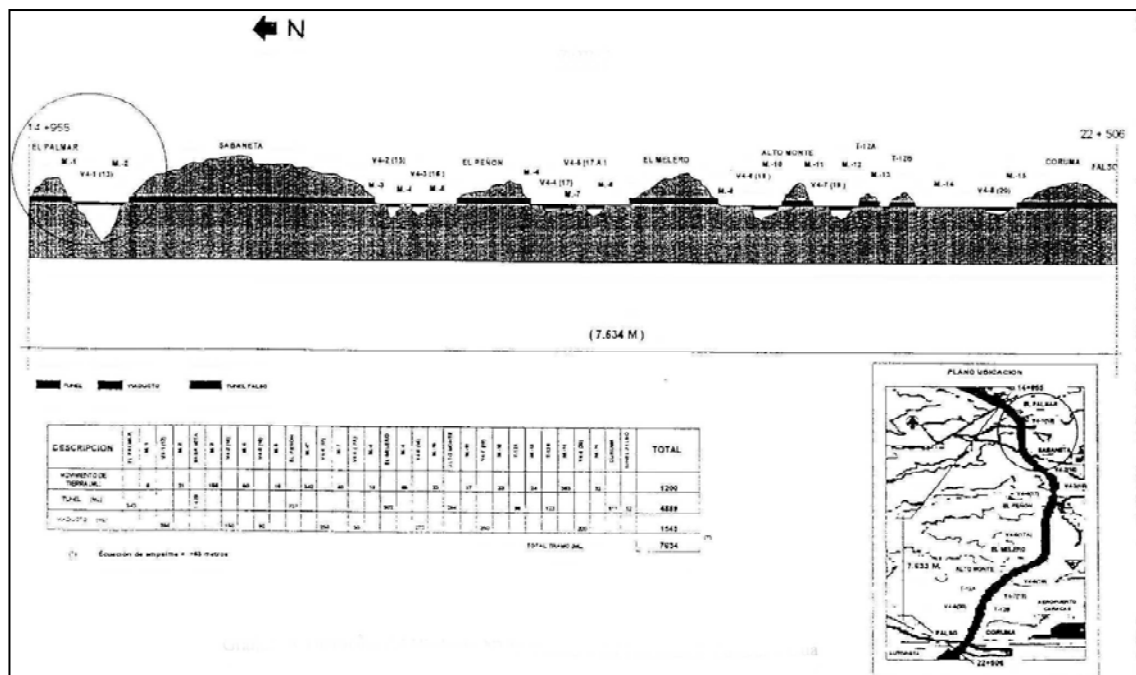


Gráfico 6.- Ubicación del Viaducto N° 13 Tramo 4 del Ferrocarril Caracas – Cúa

CAPÍTULO III

GEOLOGÍA

3.1 Geología regional

En los contrafuertes metamórficos, se diferencian dos regiones, la primera al norte de la Falla de La Victoria donde afloran las formaciones Las Mercedes y Chuspita con una topografía de valles profundos, laderas muy inclinadas, drenaje con quebradas de gran desnivel, con erosión muy rápida. La segunda es la zona de afloramiento del Grupo Villa de Cura, de relieve menos escarpado que la primera región.

3.2 Formación Las Mercedes

El sector donde se construye la superestructura del Viaducto N° 13, tramo 4 del Ferrocarril Caracas-Cúa, está conformado por rocas metamórficas pertenecientes a la formación Las Mercedes (Grafico N° 7).

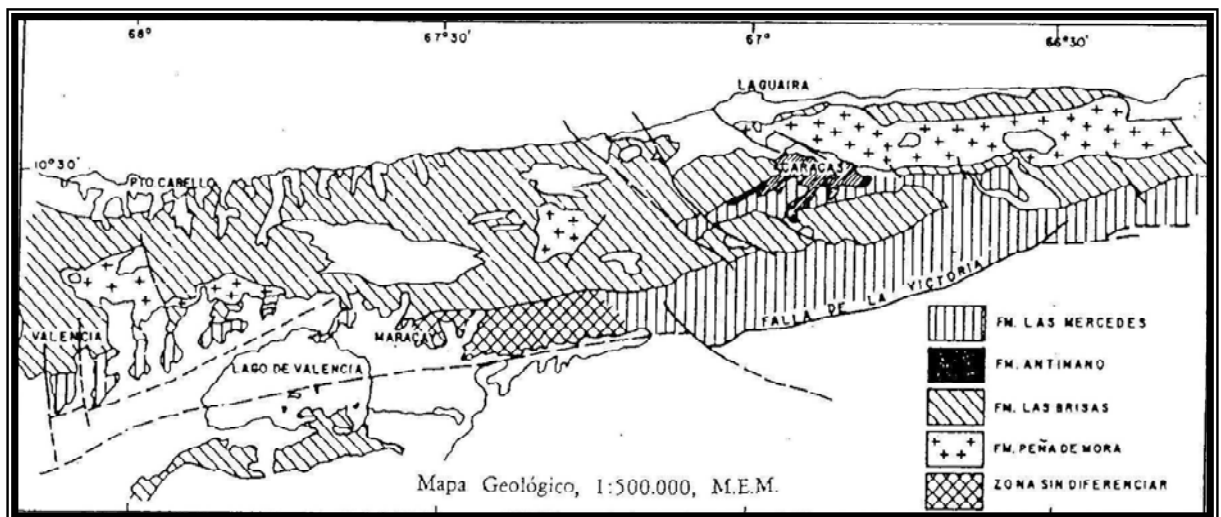


Gráfico 7.- Mapa Geológico de la Región Central

La referencia de trabajos sobre la Formación Las Mercedes fue realizada originalmente por Aguerrevere y Zuloaga (1937) quienes la denominan Esquistos de Las Mercedes, formalizando el nombre de la unidad con el nombre actual (1938) y ésta ha sido descrita en la Cordillera de la Costa sin mayores cambios, debido a su litología uniforme por Dengo (1949), Smith (1952), Menéndez (1965), Morgan (1969), Urbani y Quesada (1972), Beck (1986), Cantisano (1989).

La Formación Las Mercedes obtiene su nombre de la antigua Hacienda de Las Mercedes al Este de Caracas (actualmente Urbanización Las Mercedes), Wehrmann (1972) trasladó la sección de referencia a la Carretera Petare Santa-Lucía, donde aflora una sección completa de la misma. Así como también existe una sección expuesta en la Autopista Regional del Centro en el tramo Hoyo de la Puerta-Charallave.

La Formación Las Mercedes, está constituida por Esquistos cuarzo-muscovítico-calcítico-grafitoso con intercalaciones de mármol grafitoso en forma de lentes. La masa rocosa presenta buena foliación y grano de fino a medio, el color predominante es el gris parduzco. El porcentaje de la mineralogía promedio es la siguiente: Cuarzo en cristales dispuestos en bandas (40%), Mica, Muscovita en bandas lépido blásticas y con clivaje granulado (20%), calcita en cristales con maclas polisintéticas (23%), grafito y cantidades menores de clorita, óxidos de hierro, epídoto y esporádicamente plagioclase sódica (5%).

El mármol intercalado con esquisto se presenta en capas delgadas que varían de centímetro a decímetros, de color gris azulado, constituida por una mineralogía en su mayor parte formada por calcita, poca dolomita y pequeñas

cantidades de cuarzo, muscovita, grafito, pirita y óxidos de hierro.

La Formación Las Mercedes se encuentra extendida en la parte central y a los lados de la Cordillera de la Costa, abarca desde Carenero, Estado Miranda, hasta el Estado Cojedes.

3.3 Geología local

El subsuelo en el sitio de ubicación del Viaducto N° 13 tramo 4 del Ferrocarril Caracas-Cúa, está constituido por rocas metamórficas correspondientes a la Formación Las Mercedes; ésta presenta en su superficie suelos coluviales de 1,0 m a 6,0 m de espesor, formados por arena fina a gruesa, limo arcillosa con fragmentos de filita y cuarzo. Por debajo del material coluvial se encuentra la zona rocosa compuesta por filitas cuarzo seríticas grafitosas y filitas cuarzo grafitosas, esporádicamente calcáreas relacionadas con vetas y vetillas de cuarzo y calcita, mármoles finamente laminados y esquistos calcáreos cuarzo micáceo grafitoso. Todos estos litotipos en general son rocas meteorizadas, duras, fracturadas a muy fracturadas y plegadas (RMdf - mfp), con profundidades que van desde los 12,0 m hasta 25,0 m., a profundidades mayores las rocas se encuentran poco meteorizadas a frescas, duras, fracturadas a muy fracturadas (RFdf - mf).

El lugar donde se ubica el Pozo de Fundación para el estribo sur PV13-ES situado en la progresiva 15+509,50; superficialmente presenta suelos coluviales con un sustrato rocoso formado por filitas sericíticas y esquistos micáceos (30%), mármoles finamente laminados (60%), vetas de cuarzo (10%) con una condición

física de roca meteorizada, dura, fracturada y plegada (RMdf - pl), no se determinó aguas de infiltración, nivel freático, como tampoco deslizamientos. (Ver ANEXO N° 2 cuadro N° 5).

3.4 Geología estructural

Las estructuras geológicas más resaltantes corresponden a pliegues, foliación, diaclasas y fallas.

Pliegues: En la proximidad del estribo sur, de la progresiva 15+554,647; se ubica el eje de un pliegue anticlinal, cuyo buzamiento de las capas no presenta situaciones estructurales adversas.

Foliación: Las rocas observadas muestran esquistos micáceos, filitas sericíticas y mármoles laminados, en general. La foliación promedio muestra un rumbo N 40 E-70 N con dirección de máximo buzamiento 310-70 (Gráfico N° 8).

Diaclasas: El fracturamiento de las rocas a grandes rasgos está definido por una diaclasa discontinua con orientación promedio N50W – 60N con dirección de máximo buzamiento 40-60 (Gráfico N° 9).

Fallas: Cerca del área estudiada se ha detectado 2 fallas con planos inclinados al alineamiento del viaducto N° 13 con orientaciones: F1 = N58E – 65N, con dirección de buzamiento 328-65, F2 = N40E-76N con dirección de buzamiento 310-76.

En el ANEXO N°1 se presentan los datos estructurales y litológicos del Viaducto N°13.

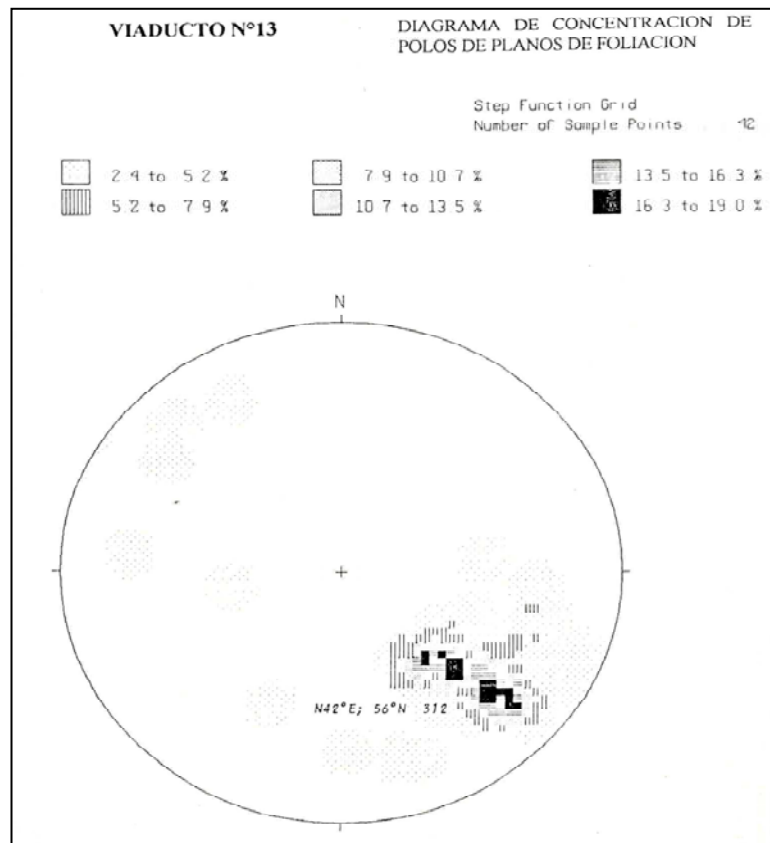


Gráfico 8.- Planos de Foliación

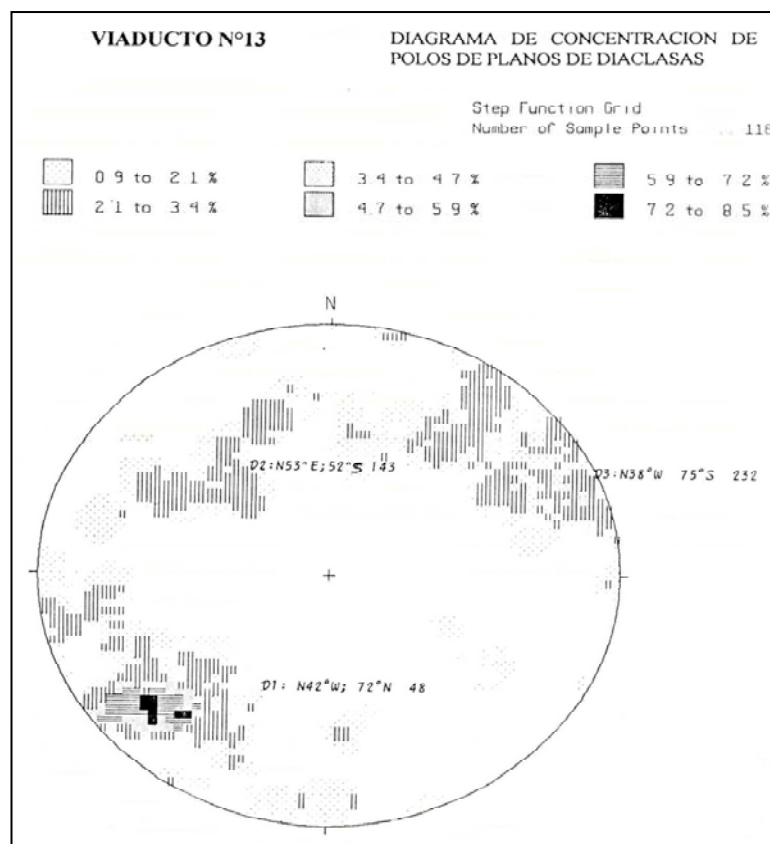


Gráfico 9.- Planos de Diaclasas

CAPÍTULO IV

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo se hizo por medio de nueve (9) perforaciones a máquina con el fin de determinar las características geomecánicas del subsuelo según la profundidad. La ubicación y profundidad de estas perforaciones se encuentran en el Cuadro N° 2.

Cuadro 2.- Perforaciones en el Viaducto 13

Perforación	Progresiva	Profundidad (m)	Cota Terreno
Viaducto N° 13			
PV13-EN	15+222	35.0	596,00
P13-E	15+232	25.0	596,00
P13-1	15+282	30.0	566,40
P13-2	15+322	30.0	551,86
P13-3	15+362	35.0	527,30
P13-4	15+402	36.0	521,47
P13-5	15+442	30.0	553,21
P13-6	15+470	22.0	562,44
P13-ES	15+512	15.0	589,00

Las perforaciones se realizaron con la técnica siguiente: El suelo coluvial y roca meteorizada blanda se empleó la Prueba de Penetración Estándar S.P.T., con lavado, percusión y recolección de muestras a cada metro de profundidad. El equipo utilizado consistió en un muestreador tipo cuchara partida de dos pulgadas (2") de diámetro externo y un martillo de 63,5 Kg. (140 Lb.) de peso, el cual se dejaba caer libremente desde 76 cm (30") de altura. La cantidad de golpes necesarios para penetrar 30 cm, se registró como índice de penetración S.P.T.

En roca meteorizada dura se utilizó un taladro hidráulico rotativo con broca de diamante de diámetro NX (2,155 pulg.) con acople a un muestreador de tubo doble y con recolección de muestras a cada metro de profundidad.

Las muestras obtenidas fueron enviadas al laboratorio para ser clasificadas y asociadas en intervalos litológicos iguales y sobre los testigos de las mismas, se efectuaron los ensayos siguientes:

- Determinación del peso unitario.
- Determinación del porcentaje de humedad natural y absorción
- Granulometría por tamizado y límites de consistencia.
- Resistencia a la compresión sin confinar.

En el cuadro N° 3 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos para el Estribo Sur.

Cuadro 3.- Resumen del Análisis de Rocas P13-E-S

PERF.	PROF. (m)	P.U. (kg/m ³)	QU. (Kg/cm ²)	QU Escle. (Kg/cm ²) PARAL	QU Escle. (Kg/cm ²) PERPEN.	ABS. %	EXF. GRADOS	TIPO DE ROCA
P13-E-S	5,00	2,605				1,75	18	Esquistos calcáreos cuarzo- grafitosos; mármoles laminados
P13-E-S	6,00	2,580				1,96	45	
P13-E-S	6,65	2,549				1,93	15	
P13-E-S	7,00	2,574				2,58	MP	
P13-E-S	8,20	2,559				3,16	MP	
P13-E-S	8,80	2,602				1,80	MP	
P13-E-S	10,30	2,645				2,06	70	
P13-E-S	11,00	2,684				1,70	MP	
P13-E-S	12,10	2,517		353		3,03	30	
P13-E-S	13,60	2,669			89	1,80	MP	
P13-E-S	14,40	2,527		353		2,91	78	
P13-E-S	15,00	2,543			259	3,64	56	

Escle.= Esclerómetro de martillo SCHMIDT Modelo N° 34

MP = La foliación esta muy plegada

En lo que respecta a los resultados obtenidos en cada ensayo para las perforaciones realizadas en el área de ubicación del Viaducto N° 13 Tramo 4 del ferrocarril Caracas-Cúa, se muestran en las planillas del Anexo N° 2, en el cuadro N° 5 se muestran las características generales de las rocas en el Estribo Sur.

En el Gráfico N° 10 se muestra el peso específico del sustrato rocoso en función del % de absorción de agua de las muestras, indicando un valor promedio para el peso específico de $2,62 \text{ T/m}^3$ y para la absorción de 2,20 %.

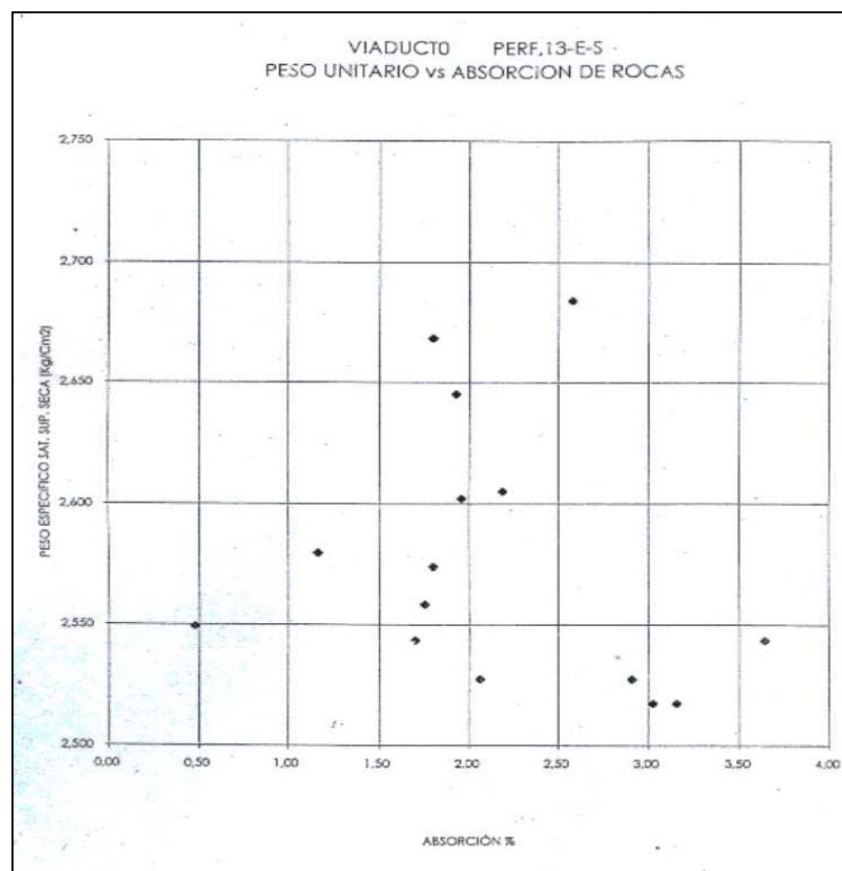


Gráfico 10.- Peso específico Vs. La absorción en el estribo sur

En el Cuadro N° 4, se muestran los resultados de los ensayos de granulometría, límite de consistencia, pesos unitarios y % de humedad, en la misma se observa que el 42,35% de los granos se distribuyen en los tamices

del 1 ½” al N° 100, el restante 57,65% se ubicó en el tamiz N° 200.

Cuadro 4.- Granulometría, consistencia, pesos y humedades en el estribo sur

PROYECTO: VIADUCTO No. 13 PERF. 13-E-S
GRANULOMETRÍAS POR TAMIZADO

PERF.	P13-E-S	P13-E-S
PROF. (m)	3,00	4,00
%PTE. ACC.		
P.T. 1 1/2	100,00	100,00
P.T. 3/4	100,00	100,00
P.T. 3/8	94,80	96,00
P.T. No. 4	87,80	90,40
P.T. No. 10	81,70	85,40
P.T. No. 20	74,00	77,40
P.T. No. 40	69,10	71,50
P.T. No. 100	61,00	62,30
P.T. No. 200	57,00	58,30

PEÑONES:	0,00	0,00
GRAVA:		
Gruesa	0,00	0,00
Fina	12,20	9,60
ARENA:		
Gruesa	6,10	5,10
Media	12,60	13,80
Fina	12,00	13,20
TOTAL DE:		
Grava	12,20	9,60
Arena	30,80	32,10
P.T.200	57,00	58,30

HUMEDADES				
PERF.	P13-E-S	P13-E-S	P13-E-S	P13-E-S
PROF. (m)	1,00	2,00	3,00	4,00
Yw (Kgm3)	7,20	8,10	9,60	7,80

LÍMITES DE CONSISTENCIA		
PERF.	P13-E-S	P13-E-S
PROF.	1,00	2,00
LÍMITE LIQ.	41,30	39,70
LÍMITE PLAST.	24,90	24,90
ÍNDICE PLAST.	16,50	14,80

PESOS UNITARIOS		
PERF.	P13-E-S	P13-E-S
PROF. (m)	3,000	4,000
Yw (Kgm3)	2,217	1,972
Yd (Kgm3)	2,023	1,829
Humedad %	9,600	7,800

En el gráfico N° 11 se presenta las curvas granulométrica realizada sobre las muestras P 13 – E-S 3,00 m y P 13 – E-S 4,00 m.

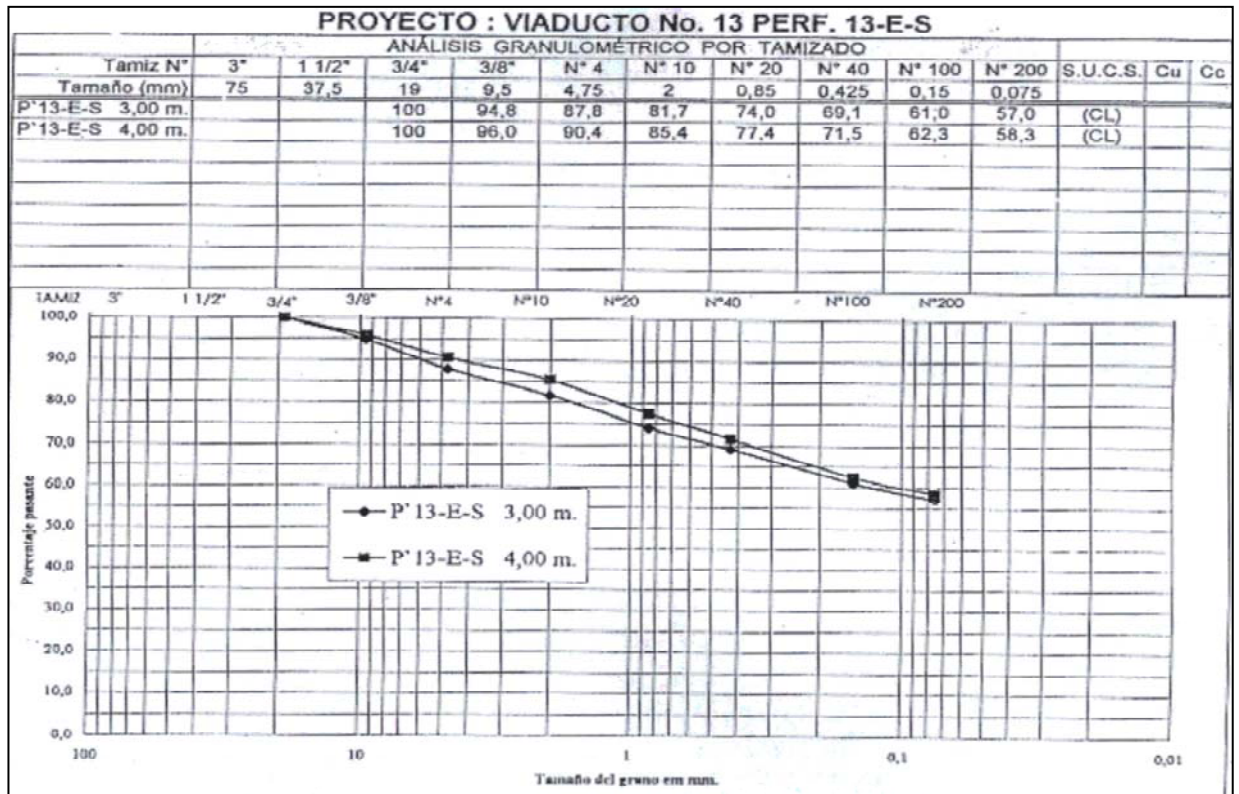


Gráfico 11.- Análisis Granulométrico en el Estribo Sur

4.1 Caracterización geomecánica del macizo rocoso

Las clasificaciones geomecánicas toman en cuenta las características y las condiciones del sustrato rocoso definiendo parámetros cuantitativos que proporcionan elementos para evaluar la calidad del macizo rocoso y la estabilidad de las excavaciones realizadas en ellos.

Las más usadas de las clasificaciones geotécnicas son las siguientes:

Terzaghi (1946) Presento una clasificación geotécnica para los distintos tipos de rocas posibles en la construcción de túneles. Según esta clasificación las

rocas se clasifican: a) Rocas intactas sin diaclasas o fracturas. b) Rocas estratificadas son las que presentan pequeñas resistencias a lo largo de la estratificación. c) Rocas moderadamente diaclasadas con diaclasas cementadas de tal forma que si se excava un túnel, este no necesita sostenimiento. d) Rocas bloqueadas sin diaclasas cementadas, donde un túnel excavado necesita sostenimiento. e) Rocas fracturadas reducidas a un material con comportamiento semejante al de la arena, pero sin alteración química. f) Rocas trituradas reducidas a pequeños fragmentos y contiene minerales con cierta aptitud a la expansividad. g) Rocas expansivas contienen minerales con elevada aptitud a la expansividad.

Esta clasificación es muy subjetiva pero si no se dispone de medios para caracterizar la masa rocosa suele ser muy útil.

Deere (1968), la cual utiliza los índices “R.Q.D”. (Rock Quality Designation) cuya determinación es hecha sobre muestras perforadas, recuperadas cuyo diámetro es de 50 mm (Diámetro NX) considerando los trozos de núcleo mayor o igual a 10cms.

$$\%R.Q.D. = \frac{\Sigma \text{ de núcleos } \geq 10 \text{ cm.} \times 100}{\text{Longitud Total de la perforación}}$$

Cuando no se dispone de las muestras de perforaciones rotatorias, el R.Q.D. puede estimarse partiendo del número de discontinuidades por metro cúbico de volumen del macizo rocoso (I_v) según: $R.Q.D. = 115 - 3,3 I_v$; para clasificar el macizo rocoso en cinco clases. (Ver ANEXO N° 4 Cuadros N° 6 y 7).

Bieniawski (1973) Mejoro los conceptos básicos de la clasificación geomecánica de un macizo rocoso, definió un nuevo índice numérico que cuantifica la calidad mecánica del mismo denominado: “RMR” (Rock Mass Rating).

Seis características básicas se definen que abarcan las propiedades más dominantes que afectan y controlan el comportamiento geomecánico del macizo rocoso.

- La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
- El RQD (Rock Quality Designation)
- El espaciamiento de las discontinuidades
- La condición de las discontinuidades
- Las condiciones hidrológicas
- La orientación de las discontinuidades

A cada uno de estos seis parámetros le asigna una puntuación numérica al macizo rocoso y el RMR es la suma de estas puntuaciones y su valor entre 0 y 100, define la clase del macizo entre cinco categorías posibles.

Con este procedimiento se le asignan diferentes pesos a los parámetros considerados, en vista que los valores numéricos varían para los cinco primeros rangos. El sexto parámetro es tratado como factor correctivo y depende de la orientación de las discontinuidades. (Ver ANEXO N° 4 Cuadro N° 8)

Barton (1974) Presento una nueva clasificación de los macizos rocosos, con bases objetivas y cuantificadas. Introdujo el parámetro “Q” (Rock Mass Quality) el cual se define mediante la combinación algebraica de seis parámetros

fundamentales, cada uno con un rango de variabilidad proporcional según su influencia sobre la calidad geomecánica del macizo rocoso.

Estos seis parámetros son los siguientes:

- Rock Quality Designation (RQD)
- Índice de Diaclasado (Jn. Indicado en el ANEXO N° 4 Cuadro 9)
- Índice de Rugosidad (Jr .Indicado en el ANEXO N° 4 Cuadro 10)
- Índice de Alteración (Ja. Indicado en el ANEXO N° 4 Cuadro 11)
- Coeficiente Hidrológico (Jw. Indicado en el ANEXO N °4 Cuadro 12)
- Factor de Reducción (SRF. Indicado en el ANEXO N° 4 Cuadro 13)

La formula para Q es:

$$Q =(RQD/Jn).(Jr/Ja).(Jw/SRF)$$

El rango de valores de Q va de 0,001 a 1.000 (Indicados en el ANEXO N° 4 cuadro N°14).

Si el RQD es menor que 10, para él calculo de Q se toma $RQD = 10$ al no disponer de las muestras de perforaciones rotatorias, el RQD puede estimarse partiendo del numero de discontinuidades por metro cúbico de volumen del macizo rocoso (Iv) donde: $RQD = 115 - 3,3 Iv$ con $RQD = 100\%$.

Cuando el macizo es estratificado o foliado Jn se evalúa de la siguiente manera: Las discontinuidades se contarán como sistemas definidos si son muy marcadas en caso contrario como discontinuidades ocasionales.

Si el espaciamiento entre las discontinuidades del sistema principal es mayor que 3m, Jr se aumenta en una unidad.

Se recomienda aumentar los valores de J_w en los últimos cuatro casos, cuando sean previstas obras de drenaje; no se toma en cuenta la formación de hielo.

Hoek y Brown (1994) propusieron el índice de calidad geomecánica “GSI” (Geological Strength Index) para los macizos rocosos.

El GSI provee un sistema para estimar la reducción de la resistencia y aumento de la deformabilidad que se producen en el macizo rocoso al pasar de la caracterización de las rocas en el laboratorio con muestras de dimensiones muy limitadas a las formaciones naturales en las cuales se realizan las obras de ingeniería.

El índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos (GSI) se fundamenta en la identificación y clasificación en el campo de dos características físico – mecánicas del macizos rocoso: La macro estructura y la condición de la superficie de las discontinuidades (Ver ANEXO N° 4 Cuadro N° 15).

El criterio de Hoek y Brown introdujo parámetros de resistencia de corte propio del material rocoso como el nuevo parámetro **m_i** para la roca intacta que depende de la litología de la roca, su valor puede determinarse con los ensayos de laboratorios, al lado de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_c) y los parámetros **m_b** , **s** y **a** que dependen de las características del macizo rocoso, con un rango comprendido entre 0 y 100.

Formula para el criterio de Hoek – Brown

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (mb \sigma_3 / \sigma_c + s)^a$$

Donde:

σ_1 y σ_3 = Esfuerzos principales máximos y mínimos efectivos al momento de la rotura

σ_c = Compresión uniaxial de la roca intacta para los parámetros de resistencia al corte del criterio de Mohr – Coulomb para los macizos rocosos, (σ) y (C) en función del GSI y m_i

$$\sigma = 0,424 \text{ GSI} - 0,0016 \text{ GSI}^2 - 6 + \text{Ln} (m_i)$$

$$C = \sigma_c 0,0013 e^{0,026 \text{ GSI}}$$

Formulas empíricas para los parámetros mb , s y a en función del GSI para el macizo rocoso:

Para: $\text{GSI} \geq 25$

$$mb = m_i \cdot e^{(\text{GSI} - 100)/28}$$

$$s = e^{(\text{GSI} - 100)/9}$$

$$a = 1/2$$

Para: $\text{GSI} < 25$

$$mb = m_i \cdot e^{(\text{GSI} - 100)/28}$$

$$s = 0$$

$$a = 0,65 - \text{GSI}/200$$

Una nueva relación es introducida en el 2002 para el GSI por Hoek, Carranza, Torres y Corkum.

$$m_b = m_i \cdot e^{(GSI - 100/28 - 14D)}$$

$$s = e^{(GSI - 100/9 - 3D)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e - GSI/15 - e - 20/3)$$

Donde D es un factor de perturbación del macizo rocoso

Macizo no perturbado = $0 \leq D \leq R$ = Macizo perturbado por efecto mecánico o voladura y para Em tenemos:

$$Em \text{ (Gpa)} = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_c \text{ (Mpa)}}{100}} \times 10^{\frac{(GSI - 10)}{40}}$$

4.2 Parámetros geomecánicos del sustrato rocoso

4.2.1 Resistencia a la compresión sin confinar

Se ejecutaron en forma directa 46 ensayos de compresión axial sin confinar, con el procedimiento siguiente:

- Preparar la muestra cilíndrica, medir su altura, su diámetro y luego pesarla.
- En el aparato de ensayo colocar la muestra con su eje vertical en el centro de la plataforma de carga.
- Fijar las lecturas iniciales o lecturas cero en el anillo de carga y en el Flexímetro.
- Aplicar la carga vertical por incremento a velocidad de deformación Constante y poner el cronómetro en marcha para determinar la duración del ensayo, la velocidad debe ser tal que la rotura se produzca en no menos de cinco minutos ni más de quince.
- Efectuar lecturas cada 0,01 pulgadas de deformación vertical y comprímase la muestra hasta lograr producir la falla en forma clara y definida.
- Medir el ángulo de inclinación (α) de la superficie de deslizamiento referido a la dirección horizontal.
- Dejar la muestra al horno si se desea conocer su humedad.

(Ver ANEXO N° 4 Gráficos N° 12, 13,14).

Este ensayo es uno de los más rápidos y simples y su propósito es determinar:

- La resistencia a la compresión no confinada.
- La última resistencia al corte aproximado.
- El ángulo de fricción interna (ϕ) aproximado.
- La cohesión (C).
- El módulo de elasticidad (E)

Cálculos:

$$\alpha = 45^\circ + \phi/2$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{C}{\frac{1}{2} \text{Tg} (45^\circ - \phi/2)}$$

$$C = \frac{\sigma_{\text{máx.}}}{2} \text{Tg} (45^\circ - \phi/2)$$

$$\phi = 2\alpha - 90^\circ$$

$$E = \sigma_{\text{máx.}} / \varepsilon \quad \text{donde} \quad \varepsilon = \Delta L / L$$

También se realizaron ensayos de resistencia en forma indirecta con el dispositivo de Penetración Standard S.P.T. (Standard Penetration Test), este método consiste en penetrar en el subsuelo un aparato de metal para medir la resistencia que presenta los diferentes tipos de rocas del macizo al ser atravesado.

Método de Penetración Standard (S.P.T.), ideado por H. A. Mohr en 1927

Procedimiento:

Mediante este procedimiento se obtienen muestras representativas del macizo rocoso y permite cuantificar con buena aproximación la resistencia a la penetración a diferentes profundidades del sustrato rocoso,

Este método se realiza en tres etapas: 1. Avance, 2. Ensayo y 3. Muestreo.

1. Avance:

Se introducen en el suelo varios tubos o forros de diámetro 2 ½” y de 1,50 a 2,00 m de longitud cada uno, que se van acoplando a medida que se avanza en la perforación y llevan en su interior unas barras que terminan en un cincel hueco el cual puede moverse y puede tener diferentes formas.

La perforación es provocada por el cincel con la ayuda de un chorro de agua a presión a través del hueco del cincel, el agua desplaza hacia la superficie el material removido por el cincel, permitiendo el avance de la perforación.

2. Ensayo:

Se retira el cincel y se coloca el saca muestras o cuchara partida, la hincada del saca muestras se hace mediante un martillo de 140 libras (63,5 Kg.) con una caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm), suele utilizarse un martillo de 300 libras (136,07 Kg.) con altura de caída libre de 14” (35,6 cm) conservando la misma energía de 4.200 libras – pulgadas.

El ensayo consiste en contar el número de golpes necesarios para hincar el saca muestras 30 cm (1 pie), es aconsejable no pasar de 70 a 80 golpes porque puede causar deformaciones en el saca muestra.

3. Muestreo:

Después del ensayo se lleva el saca muestra a la superficie y se retira la muestra obtenida en la cuchara partida, se introduce en un frasco de plástico que se sella con parafina y luego se envía al laboratorio. En la etiqueta del frasco se especifica: la identificación de la obra, número de la perforación, número de la muestra, el número de golpes requeridos para hincar el saca muestras 30 cm, la profundidad a la cual se tomó la muestra y fecha en la cual se realizó la perforación.

Las muestras se toman a cada metro de profundidad, es decir se avanzan 70 cm mediante el procedimiento de lavado y se hincan al saca muestras 30 cm, avanzando así un metro. El procedimiento se continúa hasta alcanzar la profundidad que se considere conveniente.

Los valores prácticos obtenidos son aproximados ya que existen serias dispersiones y son de interpretación problemática.

Se realizaron ensayos in situ con el esclerómetro de martillo SCHMIDT modelo N° 34, el cual es un dispositivo que dispara una pieza metálica sobre la roca del macizo rocoso, su rebote se correlaciona con la dureza y la resistencia de la roca en Kg/cm.

Los análisis de los ensayos de compresión axial sin confinar y con el esclerómetro de martillo SCHMIDT; se logro identificar un grupo de rocas con un valor promedio de compresión sin confinar de:

$$\sigma_c = 147 \pm 51 \text{ Kg / cm}^2$$

4.2.2 Peso unitario

El peso unitario del macizo rocoso (γ_s) se determino por la medida del volumen de agua desplazada por sus partículas sólidas (principio de Arquímedes).

Consideremos: V_s = Volumen de las partículas sólidas de la muestra

W_s = Peso de las partículas sólidas del macizo rocoso
(peso de la roca seca)

W_1 = Peso del frasco con agua destilada y la muestra de
roca a T en °C

W_2 = Peso del frasco con agua destilada a T en °C

γ_{wt} = Peso unitario del agua a la temperatura de
referencia, ya que $\gamma_w = 1.000 \text{ gr/cm}^3$ a 4 °C

El volumen de agua desalojada por la muestra sumergida es:

$$V_s = \frac{W_s - (W_1 - W_2)}{\gamma_{wt}}$$

Peso Unitario de los sólidos (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s \gamma_{wt}}{W_s - (W_1 - W_2)}$$

Aparatos:

- Picnómetro: Un matraz de vidrio Pyrex con 250 ó 500 ml A 20° y tolerancia de 0,30 ml que debe estar calibrado antes del ensayo.
- Balanza: De sensibilidad 0,01 gr. o de 0,001 gr. para picnómetro menores (50 ml).
- Termómetro: Con apreciación de 0,1 °C
- Mechero Bunsen ó fuente de calor para hervir el contenido del Picnómetro.
- Utensilios diversos: Horno, mortero de porcelana con su mazo, Pipeta, agua destilada, envases apropiados para el manejo y secado de las muestras.

Muestra:

Si es una muestra húmeda, se secará en el horno a 105 ± 5 °C, de contener material orgánico se secará a 60 °C.

La muestra a usar ya secada al horno se triturará hasta que adquiera una finura que pueda pasar por la malla #40 (0,42 mm)

Se tomarán unos 50 gr. de roca seca al horno que se remojará en agua destilada por 12 horas.

Procedimiento:

1. Colóquese la muestra preparada en el picnómetro mediante un embudo de vidrio y añádase agua destilada, llenándolo hasta la mitad.
2. Remover el aire atrapado dentro de la muestra por uno de los

Procedimientos siguientes:

- a) Calentado hasta el punto de ebullición durante unos 10 a 20 minutos con movimiento continuo del matraz para ayudar a la remoción del aire.
- b) Aplicando un vacío, a la suspensión de la muestra en agua, con una presión de aire inferior a 100 mm de mercurio, en este caso la suspensión hierve a una temperatura más baja al disminuir la presión en forma lenta para evitar que la muestra hierva violentamente.
3. Déjese enfriar el matraz y la suspensión a una temperatura dentro del rango de la curva de calibración del picnómetro, añádase agua destilada hasta que coincida la marca del aforo con el fondo del menisco.
4. Limpiar , secar el exterior del matraz y en el interior de su cuello, pésese (W_1) y determínese la temperatura (T) del contenido.
5. Se determina el peso unitario (γ_s) con la formula:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

La determinación del peso unitario realizado por este método, presento un valor promedio de:

$$\gamma = 2,606 \pm 0,120 \text{ T/m}^3$$

4.2.3 Índice de absorción

Este método de ensayo tiene como objeto determinar cuantitativamente el contenido de humedad de las muestras de roca en su estado natural.

El contenido de humedad (W) de una roca se define como: la relación entre el peso de agua libre mas la absorbida en la muestra de roca (Ww) y el peso de la muestra de roca secada al horno (Ws) expresada en porcentaje.

Donde:

$$(\%) W = \frac{W_w \cdot 100}{W_s}$$

W = Contenido de humedad en porcentaje (%)

Ww = Peso del agua libre más la absorbida

Ws = Peso de la roca seca

Equipo:

- Horno eléctrico, con control de temperatura .
- Balanza que permita pesadas con una precisión no menor de 1/1000
- Recipientes de aluminio de 100 y 500 cm³ previamente pesados y numerados para contener la muestra en el horno.
- Un desecador de vidrio, con cloruro calcio, gel de sílice, etc., con suficiente poder absorbente.
- Espátula, cuchara y pinzas para manipular los recipientes calientes.

Procedimiento:

1. Pesar el recipiente limpio y seco (R).
2. Pesar el recipiente con la muestra de roca en estado natural (R+WN)

3. Se introduce en el horno a una temperatura de 105 ± 5 °C. No debe sobrepasarse, pues causaría la pérdida de una parte del agua de cristalización.

4. Si la muestra contiene material orgánico u otras sustancias cuya constitución puede ser alterada a la temperatura de 105 ± 5 °C, se secará a la temperatura de 60 °C.

5. El secado de la muestra seguirá hasta obtener un peso constante de la misma.

6. Retírese la muestra del horno, déjese enfriar en el desecador y pésese (W_s+R) cuando haya alcanzado la temperatura ambiente.

Cálculos:

El contenido de humedad se obtiene de la manera siguiente:

$$W_w = (W_N + R) - (W_s + R) = W_N - W_s$$

y

$$W_s = (W_s + R) - R$$

Luego:

$$(\%) W = \frac{W_w \cdot 100}{W_s}$$

En 132 núcleos de roca de las perforaciones se determinó un valor promedio para la absorción de:

$$I_a = 2,26 \pm 1,87\%$$

CAPITULO V

TEORIA DE FUNDACION

Desde el punto de vista estructural fundación, es el elemento de la infraestructura que transmite la carga de la superestructura al suelo de fundación.

5.1 Clasificación de las fundaciones

Las fundaciones se clasifican en **superficiales o directas y profundas o indirectas** (Gráfico N° 15). Las fundaciones **superficiales** son aquellas cuya relación de ancho (B) a profundidad(D) es menor o igual a uno ($D/B \leq 1$). Este tipo de fundación se llama zapata (a) y son de bases de forma cuadrada, rectangular o circular estas reciben la carga de la columna y la transmiten al suelo de fundación, para cargas lineales de pared se usan cimientos de tira (b), cuando dos o mas columnas quedan tan cerca que sus zapatas se solapan se emplea un cimiento combinado (c),(d),(e) y cuando se tiene una fila de columnas muy próximas y de carga aproximadamente iguales, se usa un cimiento de tira (f).

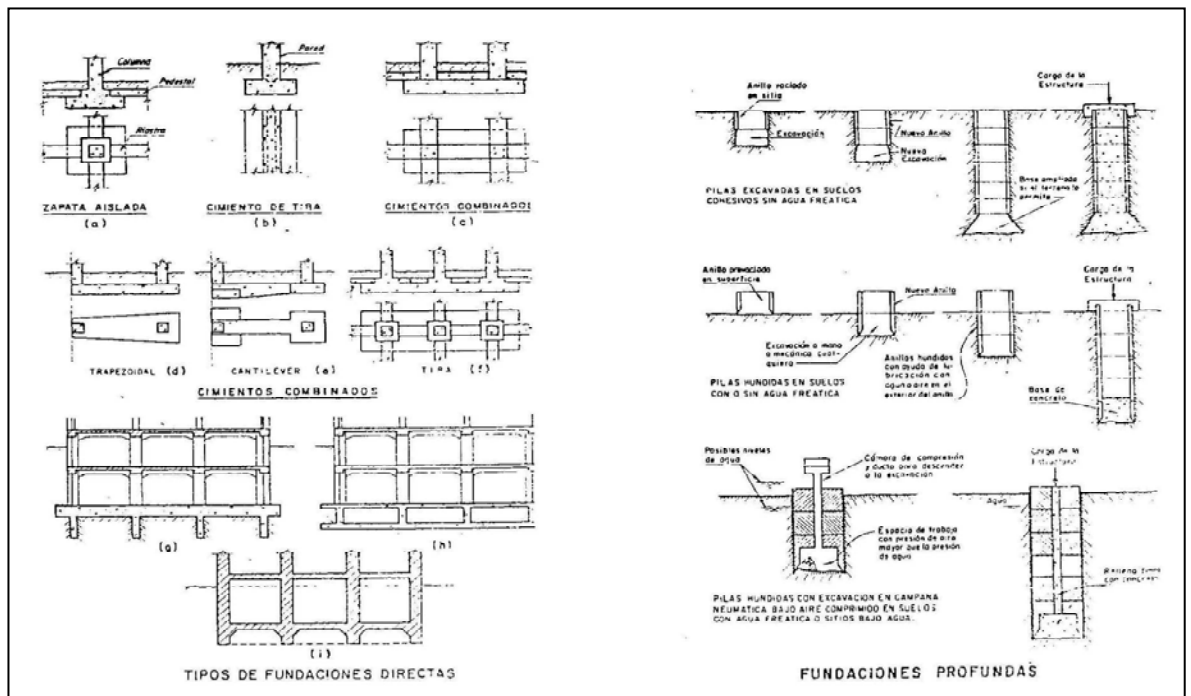


Gráfico 15.- Fundaciones directas y profundas

Todos estos casos de cimientos combinados se calculan de modo que el centro de gravedad del área del cimiento coincida con el centro de gravedad de las cargas.

Losas de fundación es una placa que forma una base común para todas las columnas se usa cuando la intensidad de la carga es alta en relación con el poder de soporte del suelo, se usa en combinación con sótanos, la placa puede ser una losa maciza con vigas de rigidez (g) o una placa tipo cajón con losas de tapas arriba y abajo, separadas por vigas de rigidez (h) ; también se emplea una losa celular (i), conviene diseñar la estructura del sótano como parte estructural de la placa tanto por robustez de la fundación como por economía.

Cuando la relación D/B es mayor que uno y menor que cinco ($1 < D/B < 5$) la fundación se considera **profunda**, los cimientos que se emplean son prácticamente los mismos, las bases se construyen con excavación a cielo abierto que luego se rellena por excavación entibada o por cajón sin fondo y si existe agua a profundidad menor que la base de la pila se realiza el desagüe de la misma para trabajar en seco o se emplea el sistema de campana neumática para así avanzar la excavación bajo del agua.

La fundación es del tipo de pilote o pila si la relación $D/B > 5$, los cuales son elementos cilíndricos, tronco-cónicos, prismáticos, en forma de I, de H o de cruz, que sirven para transmitir las cargas a estratos fuertes muy profundos. Entre los diferentes tipos de pilotes se describen: a) **Pilotes con desplazamiento** que fuerzan su penetración en el suelo y se clasifican en **pilotes hincados** los cuales penetran en el suelo a golpes de una masa o martillo, se dividen en dos tipos generales el de **forro perdido** que consiste en una camisa o concha de acero delgada que se entierra con un mandril en su extremo inferior y una vez alcanzada la profundidad se extrae el mandril y se llena la concha de concreto y el de **forro recuperable** que emplean forros fuertes de gran espesor los cuales se hincan colocando primero un tapón de concreto en su extremo inferior, se martilla el forro con una masa cilíndrica de gran peso y cuando ha alcanzado la profundidad requerida, se martilla el tapón para expulsarlo del forro, se vierte concreto y se compacta para formar un bulbo en la base; se continua vaciando

concreto a la vez que se va extrayendo el forro, quedando un pilote de concreto compactado y de base extendida. Se emplean pilotes de este tipo para carga de trabajo mayores a 150 toneladas siendo 40-80 toneladas la carga mas frecuente,

b) **pilotes de acero** los mas usuales son los del tipo H y de tubos, los primeros se utilizan para alcanzar una capa dura de roca, los de tubo son sin costura y se hincan con la punta abierta o cerrada según el caso y se rellenan o no con concreto o grava una vez enterrado; el de punta cerrada se usa para atravesar suelos blandos y alcanzar una capa dura, en suelo heterogéneos se emplea el de punta abierta para aflojar la tierra por dentro del tubo con chorro de agua y así alcanzar una profundidad determinada (Gráfico N° 16).

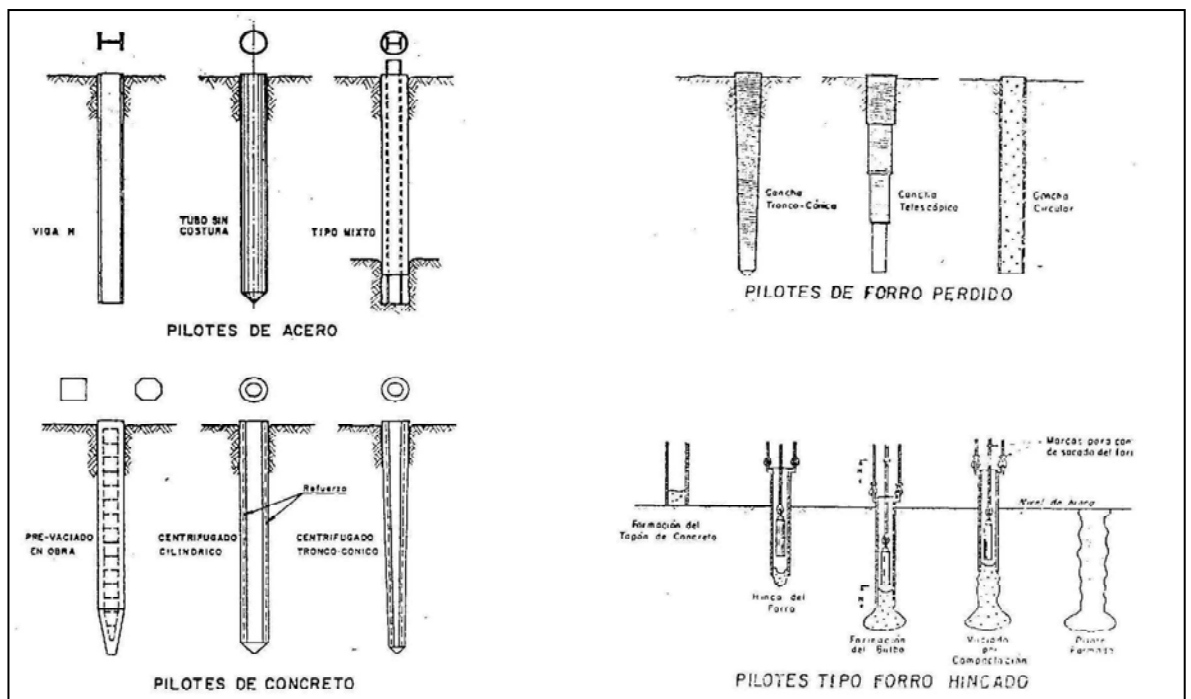


Gráfico 16.- Pilotes de Concreto y de forro hincado

c) **pilotes excavados** este tipo de pilote no produce desplazamiento y se construyen excavando un hueco en la tierra que luego se rellena de concreto, se dividen: en **pilotes tipo Straus** su excavación se realiza por un dispositivo llamado sonda que consiste en un cilindro metálico con bordes cortantes y una válvula en el fondo, para sostener las paredes de la excavación se utiliza una camisa o tubo de acero de gran espesor, enroscado o soldado a medida que avanza la excavación y alcanzada la profundidad requerida se vierte concreto dentro de la camisa al mismo tiempo que se extrae este, **pilotes tipo Benoto** se realiza la excavación con una herramienta llamada Hammer-Grab que esta formada por un cilindro pesado que tiene en su extremo inferior una almeja con diente que se cierra por el peso del cilindro al dejarla caer con la almeja abierta, luego se cierra mecánicamente y se iza el Hammer-Grab hacia la superficie donde se vacía la almeja; la excavación se sostiene con una camisa que se extrae a medida que se rellena de concreto la excavación, **pilotes excavados con maquina rotativa** se construyen con un motor que hace girar una mesa o plato que tiene en su centro una abertura cuadrada de sección igual a la de una barra Kelly; la mesa hace girar la barra en cuyo extremo inferior se encuentra una herramienta de excavación de forma de cubo con dientes cortantes o de trepano en espiral. En subsuelo cohesivo y sin agua, se utiliza una herramienta que amplía el diámetro del pozo de la excavación formando un pilote de base ensanchada del tipo pata de elefante, de hongo o base recta, **las pilas coladas** son formadas por elementos prismáticos que trabajan lo mismo que los pilotes pero son de mayor capacidad de carga debido a su gran sección; se excavan con una almeja similar pero de mayor tamaño que la del Hammer-Grab, a medida que avanza la excavación hay que agregar lodo de Bentonita constantemente para sostener las paredes y compensar la que se va extrayendo con la tierra de la excavación, luego esta se sedimenta en estanques que inmediatamente se filtra para volverse a usar (Gráfico N° 17) .

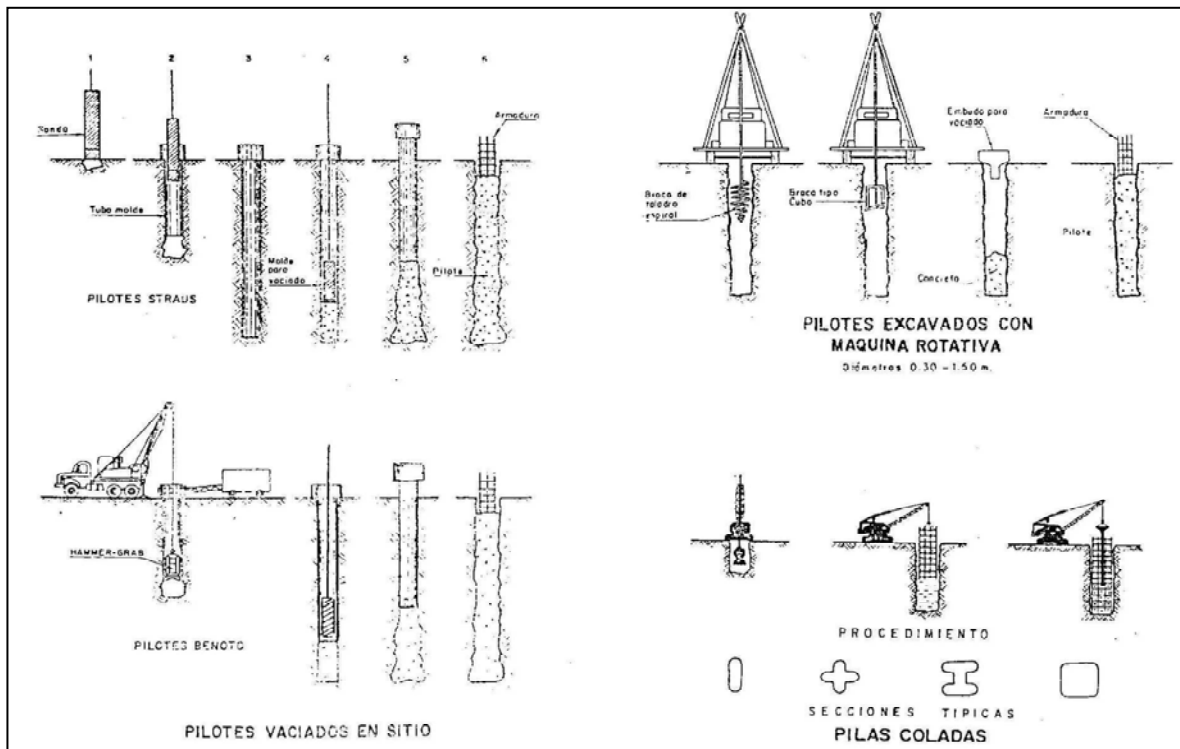
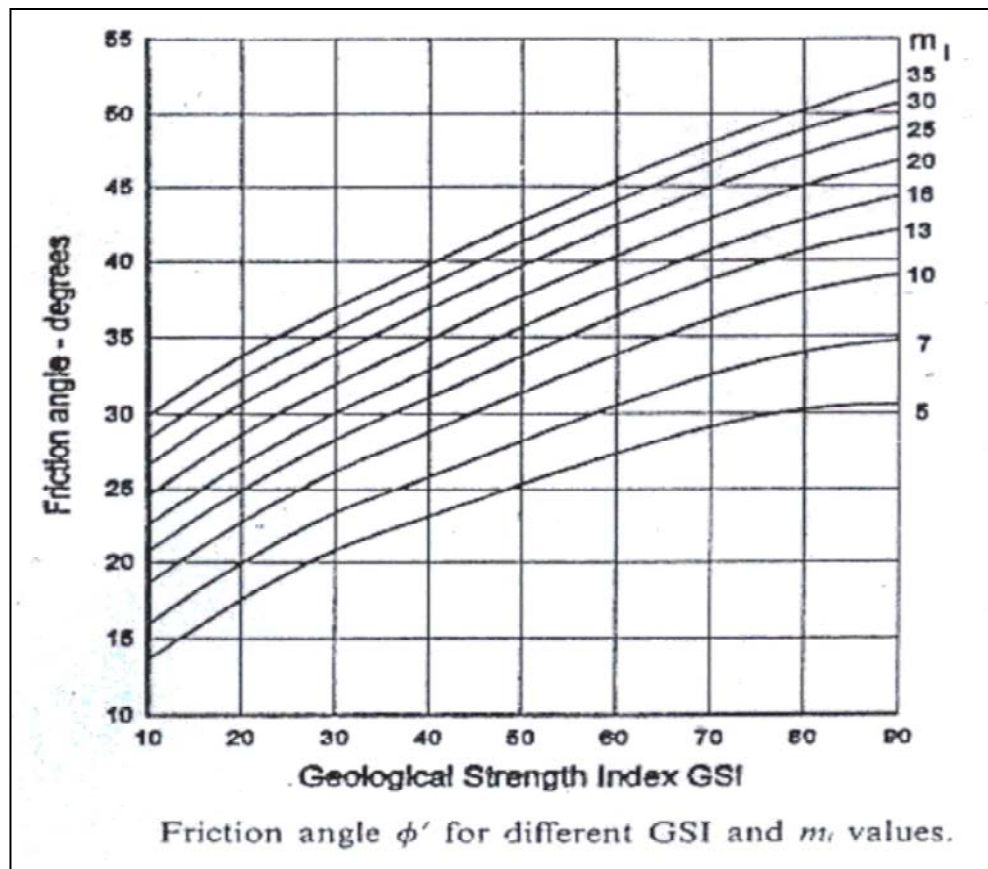


Gráfico 17.- Pilotes vaciados en el sitio y pilas coladas

5.2 Parámetros de diseño del macizo rocoso

Para calcular la capacidad admisible de carga y los asentamientos de las fundaciones del viaducto N° 13 tramo 4 del ferrocarril Caracas-Cúa, se emplearon los parámetros siguientes: el módulo de deformación longitudinal (E), el módulo de reacción (K), el Geological Strenght Index (G.S.I.), el ángulo de fricción interna (ϕ), el parámetro de Hoek de la roca intacta (m_i) y la cohesión del macizo rocoso (c).

El ángulo de fricción interna del macizo rocoso (ϕ) depende del Geological Strenght Index (G.S.I.) y del parámetro de Hoek para la roca intacta del litotipo dominante (m_i), para un G.S.I. entre 20 y 40 y un $m_i = 8$ se obtiene un $\phi = 24^\circ$ (Gráfico N° 18).



Hoek & Brown 1997

Gráfico 18.- Ángulo de fricción para diferentes G.S.I. y m_i .

5.3 Calculo de la deformación longitudinal del macizo

La deformación longitudinal se calcula por la formula empírica de HOEK:

$$E_m (\text{Gpa}) = \sqrt{\frac{\sigma_c (\text{Mpa})}{100}} \times 10^{\frac{(G_{si} - 10)}{40}}$$

Dándole valores a las variables tenemos:

$$\sigma_c = 147 \pm 51 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_c (\text{máximo}) = 198 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 19,8 \text{ M Pa}$$

$$\sigma_c \text{ (mínimo)} = 96 \text{ Kg / cm}^2 = 9,6 \text{ M Pa}$$

$$\text{GSI (promedio)} = 30$$

Sustituyendo en la Ecuación

$$E_m \text{ (mínimo)} = \sqrt{\frac{9,6 \text{ Mpa}}{100} \times 10 \frac{(30 - 10)}{40}}$$

$$E_m \text{ (mínimo)} = 0,97979 \text{ Gpa} = 9.797,97 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$E_m \text{ (máximo)} = \sqrt{\frac{19,8 \text{ Mpa}}{100} \times 10 \frac{(30 - 10)}{40}}$$

$$E_m \text{ (máximo)} = 1,407124 \text{ Gpa} = 14.071,24 \text{ Kg / cm}^2$$

Obteniéndose a partir del Grafico N° 19 para un G.S.I. = 30 y Co = 100 Kg/ cm² un valor promedio de Em = 10.000 Kg/ cm²

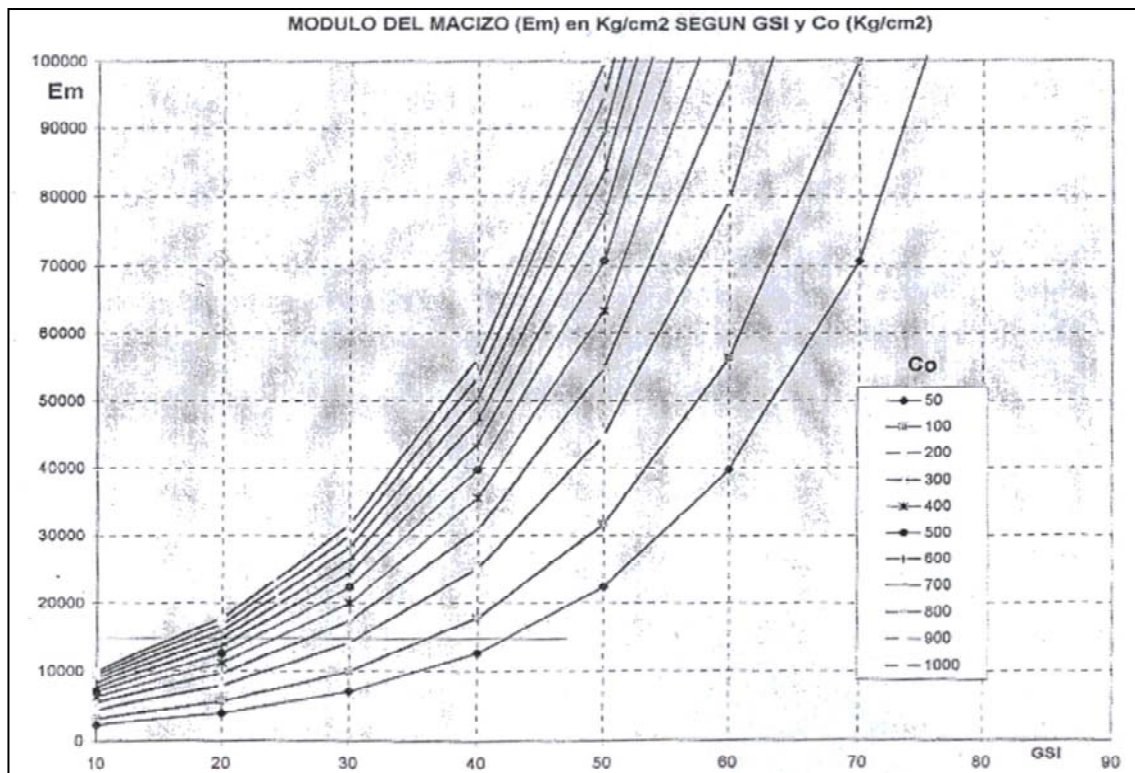


Gráfico 19.- Módulo del Macizo (Em) según G.S.I. y Co.

5.4 Calculo del modulo de reacción del terreno

El módulo de reacción del terreno se determina por la formula siguiente:

$$K \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = \frac{E_m}{(1-V^2) \cdot B}$$

donde:

E_m = Modulo elástico

V = Modulo de Poison = 0,25

B = Diámetro de la fundación = 9,00 m = 900 cm

E_m (máximo) = 14.071,24 Kg / cm²

E_m (mínimo) = 9.797,97 Kg / cm²

Sustituyendo en la ecuación:

$$\text{El modulo de reacción vertical } K_v = \frac{E_m \text{ (máximo)}}{(1-V^2) \times B}$$

$$K_v = \frac{14.071,24 \text{ Kg / cm}^2}{[1 - (0,25)^2] \times 900 \text{ cm}}$$

$$K_v = 16,677 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\text{El modulo de reacción horizontal } K_h = \frac{E_m \text{ (mínimo)}}{(1-V^2) \times B}$$

$$K_h = \frac{9.797,97 \text{ Kg / cm}^2}{[1 - (0,25)^2] \times 900 \text{ cm}}$$

$$K_h = 11,612 \text{ Kg/cm}^3$$

Para la cota de -10,00 m a -20,00 m, $K_h = 11,612 \text{ Kg/cm}^3$

5.5 Valores de R.Q.D. determinados en el macizo rocoso

Para las rocas meteorizadas se encontró un índice de calidad de la roca R.Q.D. variable de 0% a 63% con una media de $20\% \pm 9\%$. Predominando valores mínimos iguales a 0% y valores máximos dentro de un rango entre 40% y 63%.

En el sustrato rocoso poco meteorizado a fresco, el índice de calidad de la roca R.Q.D. está comprendido entre 22% y 96% con una media de $61\% \pm 20\%$.

En este sector no se detectó aguas de infiltración ni nivel freático hasta la profundidad perforada.

5.6 Determinación del esfuerzo admisible

Al aplicar una carga a un terreno el asentamiento será pequeño y elástico, al aumentar la carga, el asentamiento del terreno se incrementará proporcionalmente hasta que no aumente más la carga y la capacidad de carga final del suelo se habrá alcanzado, trayendo esto como consecuencia que la cimentación se hundirá y a la vez se inclinará y este fenómeno continuará hasta que la fundación se voltee, o de lo contrario se establezca el equilibrio cuando la cimentación alcance una profundidad en la que la capacidad de carga del terreno es muy alta para permitir movimientos de la superestructura. Para calcular la capacidad de carga final de cimentaciones poco profundas se emplean las ecuaciones de **Brinch Hansen** y **Meyerhof**, las cuales toman en cuenta la forma, la profundidad, la inclinación de la carga, el ancho (B) de la cimentación y la superficie del terreno.

La ecuación fundamental es:

$$q_f = C N_c s_c d_c i_c b_c g_c + P_o N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

En Donde:

γ = Densidad de suelo bajo el nivel de la cimentación

B= ancho de la cimentación

C= Cohesión sin drenar del suelo

P_o = Presión efectiva del suelo sobrecargado a nivel de la cimentación

N_γ , N_q y N_c : Factores de capacidad de carga

s_γ , s_q y s_c : Factores de forma

d_γ , d_q y d_c : Factores de profundidad

i_γ , i_q y i_c : Factores de inclinación de la carga

b_γ , b_q y b_c : Factores de inclinación de la superficie del suelo.

En cimentaciones circulares de forma cilíndrica con la carga centrada, perpendicular a la cimentación y con el asiento de la cimentación fracturado. La capacidad de carga final se calcula por la ecuación de Terzaghi:

$$q_u = 1,3C N_c + \sigma N_q + 0,3\gamma B N_\gamma$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga final

C = Cohesión

σ = Esfuerzo vertical efectivo a la cota de asiento = $\gamma \cdot D_f$

D_f = Profundidad de la fundación

γ = Peso unitario del terreno

B = Ancho de la fundación

N_c , N_q , N_γ = Factores de capacidad de carga, que dependen del ángulo de resistencia al corte del macizo rocoso con valores para $\Phi \simeq 20^\circ$ y $\pi = 3,14$.

Determinación teórica de la carga final, para las variables geomecánicas del macizo rocoso donde se encuentra ubicado el pozo de Fundación del Estribo Sur en el Viaducto N° 13 del Ferrocarril Caracas - Cúa

Cálculo de N_q

$$N_q = Tg^2 (45^\circ + \Phi/2) \cdot e^{\pi Tg \Phi}$$

$$N_q = Tg^2 (45^\circ + \Phi/2) \cdot e^{3,14 Tg \Phi}$$

$$N_q = Tg^2 (45^\circ + 20^\circ/2) \cdot e^{3,14 Tg 20^\circ}$$

$$N_q = Tg^2 (55^\circ) \cdot e^{3,14 \cdot 0,363970}$$

$$N_q = (1,428148)^2 \cdot e^{1,142866536}$$

$$N_q = 2,039606729 \cdot 3,135744217 = 6,3956 \simeq 6,4$$

Cálculo de N_c

$$N_c = (N_q - 1) \cdot Cot \Phi$$

$$N_c = (6,40 - 1) \cdot Cot 20^\circ$$

$$N_c = (5,40) \cdot 2,74747741 = 14,8363 \simeq 14,84$$

Cálculo de N_γ

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot Tg 20^\circ$$

$$N_\gamma = 2(6,40 + 1) \cdot 0,363970$$

$$N_\gamma = 2(7,40) \cdot 0,363970 = 5,386759 \simeq 5,39$$

La ecuación para calcular la capacidad de carga final (q_u), sustituyendo los valores de N_q , N_c y N_γ ; queda de la siguiente manera:

$$q_u = 1,3 \cdot C \cdot 14,84 + \sigma \cdot 6,40 + 0,3 \gamma \cdot B \cdot 5,39$$

$$q_u = 19,292 C + \sigma \cdot 6,40 + 1,617 \cdot \gamma \cdot B$$

Remplazando los valores de C, σ , γ y B en la ecuación y tomando en cuenta que la cohesión se desprecia según el Manual N° 16 - Rock Foundations, Capitulo N° 6 de la American Society of Civil Engineers, en función de los modos de falla (f - i)

Tenemos:

$$C = 0$$

$$\sigma = \gamma \cdot D_f = 2,60 \text{ T/m}^3 \cdot 20,00 \text{ m} = 52 \text{ T/m}^2$$

$$52 \text{ T/m}^2 = 5,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2,6 \text{ T/m}^3$$

$$D_f = 20,00 \text{ m}$$

$$B = 9,00 \text{ m}$$

se tiene:

$$q_u = 19,292 C + 2,60 \text{ T/m}^3 \cdot 20,00 \text{ m} \cdot 6,40 + 1,617 \cdot 2,6 \text{ T/m}^3 \cdot 9,00 \text{ m}$$

$$q_u = 0 + 332,8 \text{ T/m}^2 + 37,8378 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = 370,64 \text{ T/m}^2 = 37,06 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo admisible del terreno.

El esfuerzo admisible (q) de las rocas en el pozo de fundación, se determina por la formula:

$$q (\text{Adm.}) = q_u - \gamma D_f / FS = q(\text{neta}) / FS$$

Donde FS = Factor de seguridad que se toma igual a 3 para fundaciones de este tipo.

$$q(\text{neta}) = 37,06 \text{ Kg/cm}^2 - 5,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q(\text{neta}) = 31,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q (\text{adm}) = \frac{31,86 \text{ Kg/cm}^2}{3}$$

$$q (\text{adm}) = 10,62 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo la ecuación de la recta que define el esfuerzo admisible del terreno en Kg/cm² en función de la profundidad del pozo (B) en m, igual a:

$$q_u = 0.43 \text{ Kg/cm}^3 \cdot (Df)/m + 1,45 \text{ Kg/cm}^2$$

La cual determina que a mayor profundidad del pozo de fundación la capacidad admisible de carga aumenta (Gráfico N° 20 y Cuadro N° 16).

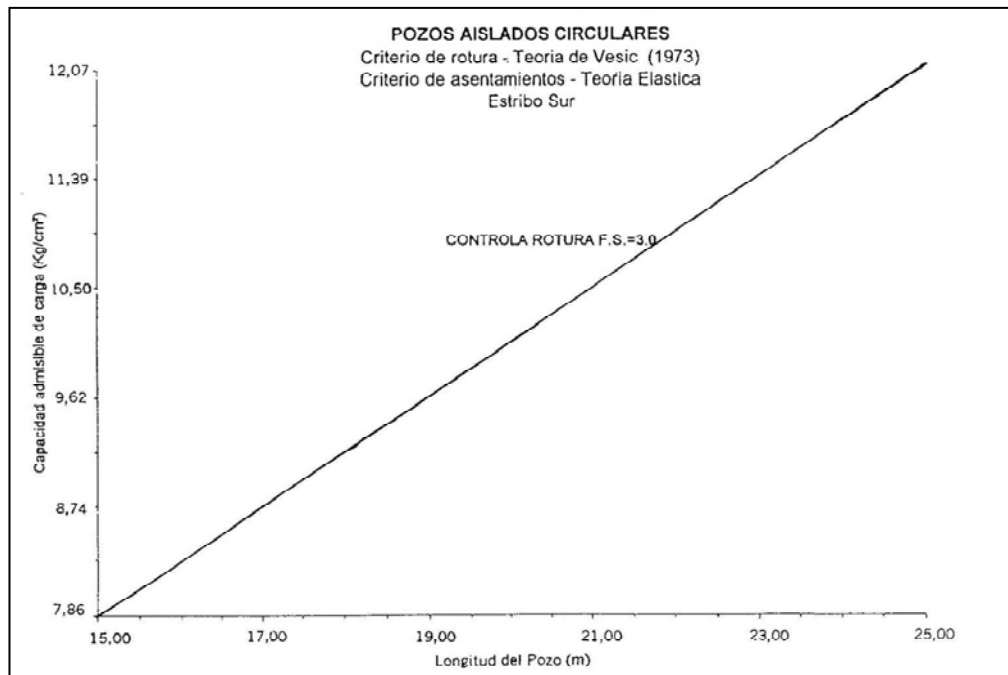


Gráfico 20.- Capacidad admisible de carga en función de la profundidad del pozo

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA DE POZOS CIRCULARES - VIADUCTO N°13 - ESTRIBOS

(Teoria de rotura Vesic) - (Teoria de asentamientos elásticos)

Profundidad de excavacion: **0,00 m**

Diámetro del pozo: **9,00 m**

Prof.Nivel Freatico: **50,00 m**

Lpmin.: **15,00 m**

ΔLp: **1,00 m**

γ: **2,60 T/m³**

φ: **20,00 °**

c: **0,00 T/m²**

E: **9800 Kg/cm²**

ν: **0,25**

δadm.: **2,54 cm**

F.S.: **3,00**

Nq: **6,40**

Nc: **14,83**

Nγ: **5,39**

la fricción lateral en la capacidad de carga del pozo (s/n): n

Longitud del Pozo (m)	15,00	16,00	17,00	18,00	19,00	20,00	21,00	22,00	23,00	24,00	25,00
Esfuerzo admisible (Kg/cm²)	7,86	8,30	8,74	9,18	9,62	10,06	10,50	10,95	11,39	11,83	12,07
Valores para diseño											

Cuadro 16.- Esfuerzo admisible de carga en función de la profundidad

5.7 Determinación de la carga real

La determinación de la carga que soportará el cimienta del pozo de fundación del estribo sur se calcula de la siguiente manera:

a) Peso propio de la fundación

$$\text{Area} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \times (9,0)^2}{4} = 63,585 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = \text{Área} \times \text{profundidad} = 63,585 \text{ m}^2 \times 20 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 1.271,7 \text{ m}^3$$

Espacio vacío de la Fundación (según el plano de encofrado y soporte primario del ANEXO N° 7)

$$\text{Espacio vacío} = L \times a \times h = 5,30 \text{ m} \times 2,90 \text{ m} \times 18,5 \text{ m} = 284,345 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen real} = 1.271,7 \text{ m}^3 - 284,345 \text{ m}^3 = 987,355 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la Fundación} = \text{Volumen} \times \text{Peso específico del concreto-acero}$$

$$\text{Peso de la Fundación} = 987,355 \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 2.369,65 \text{ T}$$

b) Cálculo de las Vigas del Viaducto entre el Estribo Sur y la pila No 1.

$$\text{Volumen de las Vigas} = L \times \text{Área de la sección} \times \text{N}^\circ \text{ de Vigas.}$$

$$L = \text{longitud de la viga} = 95,00 \text{ m}$$

$$\text{Área aproximada de la sección} = 0,106 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de las Vigas} = 95 \text{ m} \times 0,1065 \text{ m}^2 \times 2 = 20,235 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso Total de las Vigas} = \text{Volumen} \times \text{Peso específico de las vigas}$$

$$\text{Peso Total de las Vigas} = 20,235 \text{ m}^3 \times 7,85 \text{ T/m}^3 = 158,84 \text{ T}$$

$$\text{Más 10\% por las Vigas Soldadas por debajo} = 15,884 \text{ T}$$

$$\text{Peso Total de Las Vigas} = 174,724 \text{ T}$$

c) Cálculo de la Placa de Concreto del Viaducto colocada entre el Estribo Sur y la Pila No 1.

Volumen del Concreto = Largo x ancho x espesor

$$\text{Volumen del Concreto} = 95\text{m} \times 12\text{m} \times 0,3\text{m} = 342\text{m}^3$$

Peso del Concreto = Volumen x Peso específico del concreto

$$\text{Peso del Concreto} = 342\text{m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 820,8 \text{ T}$$

Peso de los rieles = N° de rieles x largo x área de la sección x peso específico

$$\text{Peso de los rieles} = 4 \times 95\text{m} \times 0,009\text{m}^2 \times 7,85 \text{ T/m}^3 = 26,847 \text{ T}$$

$$\text{Peso total de la placa} = 847,647 \text{ T}$$

Para estos cálculos se tomaron en cuenta el plano del ANEXO N° 5 y las referencias del ANEXO N° 4 Gráficos 21, 22, 23 y 24.

d) Cálculo del peso de los vagones del tren

Peso máximo cuando se cruzan los dos trenes

Peso de los Vagones = N° de vagones x Peso de cada vagón

$$\text{Peso de los Vagones} = 2 \times 4 \text{ vagones} \times 5 \text{ T/vagón} = 40 \text{ T (aproximadamente)}$$

Peso de las personas = N° de personas x Peso Promedio de cada persona

Estos datos promedios se tomaron de los Gráficos 23 y 24

$$\text{Peso Total de las Personas} = 2 \times 1.080 \text{ personas} \times 70 \text{ Kg/persona}$$

$$\text{Peso Total de las Personas} = 151.200 \text{ Kg} = 151,2 \text{ T (aproximadamente).}$$

e) Peso Total del Viaducto de 95m entre el Estribo Sur y la pila N° 1.

Peso Total de las Vigas	174,724 T
Peso Total de la Placa del Viaducto (95m)	847,647 T
Peso de los Vagones	40,00 T
Peso Total de las Personas	151,20 T
Peso Total	1.213,57 T

Pero como esta apoyado entre las fundaciones del Estribo Sur y la pila N° 1, se divide el peso total entre dos.

$$1.213,57 \text{ T} / 2 = 606,78 \text{ T} \text{ Para cada fundación}$$

El peso que soportaran las rocas de la cota de asiento del Estribo Sur será:
El peso de la propia fundación más el peso de la superestructura, es decir peso de la fundación del estribo sur más el peso que aporta el Viaducto de 95m de largo.

$$\text{El Peso que aporta el viaducto} = 606,78 \text{ T}$$

$$\text{El Peso de la fundación del Estribo Sur} = 2.369,65 \text{ T}$$

$$\text{El Peso total del Estribo Sur} = 2.976,43 \text{ T}$$

La carga total aplicada en la cota de asiento del pozo es de 2.976,45 T aproximadamente 3.000,00 T

5.8 Comprobación de la carga admisible en el pozo

Para una cimentación con elementos muy cargados, de modo que la carga central se distribuya en la mayor área posible; el sistema de carga centrada se calcula por la fórmula:

$$q = P/A$$

Donde:

q = Es la resistencia en kilogramos por centímetro cuadrado que el terreno soportara

P = La carga total en kilogramos que actúa sobre el terreno.

A = El área del cimiento en centímetros cuadrados

Sustituyendo los valores de las variables:

$$P = 3.000 \text{ T}$$

$$D = 9,00 \text{ m}$$

$$\Pi = 3,14$$

Se tiene:

$$A = \Pi \cdot r^2 \text{ (Área del círculo en el pozo)}$$

$$A = 63,385 \text{ m}^2$$

$$q = 3000 \text{ T} / 63,385 \text{ m}^2$$

$$q = 47,1 \text{ T} / \text{m}^2$$

$$q = 4,71 \text{ Kg/cm}^2$$

Comparando el esfuerzo admisible del macizo rocoso con la carga real que soportara el terreno, se demuestra que:

$$q(\text{adm}) = 10,6 \text{ Kg/cm}^2 > q(\text{real}) = 4,71 \text{ Kg/cm}^2$$

Lo que indica que la carga de la superestructura y el peso de la fundación solo utiliza el 44,43 % de la capacidad admisible de carga del sustrato rocoso, garantizando la estabilidad de la misma.

5.9 Determinación de la profundidad del pozo

Los Pozos de Fundación se diseñan de tal manera que los esfuerzos transmitidos al cimiento rocoso no exceda la capacidad admisible de carga del terreno, para asegurar la estabilidad de la fundación con respecto a fallas del terreno en la cual se apoya y a la vez debe garantizar la estabilidad de los taludes naturales de la región donde la obra se va a construir.

Fórmula de **Rankine** para el cálculo aproximado de la profundidad de una fundación:

$$H = q / \gamma \cdot k$$

En la que:

H = Profundidad en metros de la cimentación

q = La carga neta en kilos por cm^2 que el terreno puede soportar.

γ = Densidad del terreno en toneladas por metro cúbico

k = Coeficiente que depende del ángulo de rozamiento o talud natural del terreno.

$$k = 1 - \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} = \text{Tg}^2 (45^\circ - \phi / 2)$$

El ángulo de fricción promedio proveniente de los ensayos de corte directo sobre planos de foliación ejecutados en el laboratorio de mecánica de rocas, dan un valor de 18° para el sustrato rocoso proveniente de lugares muy cerca del Estribo Sur.

Sustituyendo los valores en la fórmula de Rankine:

$$k = \text{Tg}^2 (45^\circ - 18^\circ / 2) = \text{Tg}^2 (36^\circ) = 0,5278 \cong 0,53$$

$$q = 31,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2,6 \text{ T/m}^3$$

$$k = 0,53$$

Se tiene

$$H = \frac{31,86 \text{ Kg/cm}^2}{2,6 \text{ T/m}^3 \cdot 0,53}$$

$$H = 23,12 \text{ m}$$

La profundidad teórica del pozo de fundación es de 23,00m aproximadamente, según la carga neta que el macizo puede soportar.

El resultado $H = 23,00\text{m}$ implica que es una fundación semiprofunda, en el estribo sur. El pozo es circular al igual que en el estribo norte y la pila N° 1, en tanto que en la pila N° 2 se recomienda que el pozo sea circular de diámetro mayor (13,50m) o elíptico, con eje mayor perpendicular al eje del viaducto dándole un mayor momento inercial a la estructura.

5.10 Análisis del resultado

El resultado implica una excavación mínima de 20,00m; de tal manera que la carga transmitida al cimiento rocoso no sobrepase la capacidad admisible de carga, de las rocas del subsuelo.

Debido a esto la problemática de la construcción de los pozos de fundación para estribos y pilas dependen de la estabilidad de cada fundación, con respecto a fallas del terreno de apoyo y de la estabilidad de los taludes sobre los cuales se encuentra ubicado el viaducto, en consecuencia se evitará apoyar las fundaciones a una profundidad sub-superficial geomecánicamente incompetente, en rocas que sean deformables, las cuales están colocadas encima del sustrato rocoso, mucho más competente respecto a la capacidad admisible de carga solicitada al basamento rocoso.

En conclusión a la profundidad de 20,00m o más, la resistencia del sustrato rocoso es mayor que la sollicitación transmitida por la estructura al terreno.

CAPITULO VI

TECNOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN

6.1 Excavación mecánica

En la construcción del pozo de fundación se sigue la secuencia siguiente, Antes de empezar la excavación se fabrica el anillo guía de concreto con un ancho de 1,00 m, se emplean cabillas de diámetro 5/8" a 1"(ANEXO N° 6 Gráficos N° 25 y 26) , 4 separadores de anime, se coloca en la periferia del anillo guía la malla riplex, se arman las primeras costillas con vigas IPN 140 (ANEXO N° 6 Gráficos N° 27 y 28) con pernos de diámetro 3/4", luego se procede al vaciado del concreto en el anillo (ANEXO N° 6 Gráficos N° 29 y 30).

Al inicio de la excavación del pozo fundación, se empleo la excavación mecánica utilizándose para tal efecto una excavadora Fiat-Hitachi D-754 (ANEXO N° 6 Gráficos N° 31 y 32) con Jumbo, de Martillo demoledor y Pala FH 95 Fiat-Hitachi 0221 (ANEXO N° 6 Gráfico N° 33).

6.2 Excavación con explosivos

Este método se utilizó cuando aparecieron las rocas duras, en el pozo de fundación del estribo sur.

6.2.1 Perforación

La perforación se realizó utilizando una perforadora neumática Bagodrill

en Barrenos de 3,20m de longitud y de diámetro 2 pulgadas, realizando primero en el fondo del pozo, la perforación de la periferia y progresivamente los restantes hacia el centro del mismo; ejecutando una cantidad promedio de 75 perforaciones en su plano horizontal y empleando un tiempo total aproximado de 2,5 horas, con un rendimiento promedio de 1 Barreno cada 2 minutos (ANEXO N° 6 Gráfico N° 34).

6.2.2 Voladura

Debido a las características geomecánicas del sustrato rocoso donde está ubicado el Pozo de Fundación del Estribo Sur, se empleo el método de sección completa circular, para ello, se utilizo dinamita 60% (Venagel), Cordón detonante, Detonadores de 1,50m; la serie de los detonadores, estos están numerados del cero (0) al quince (15), el número cero (0) es instantáneo y el intervalo varía de 25 milisegundos en los números bajos y de 75 milisegundos en los altos (Cuadro N° 17).

Las etapas de los trabajos de voladura, consisten en las siguientes: perforación de los barrenos, limpieza de los mismos, colocación del explosivo, dinamita con los detonadores de 1,5 m, amarre de los detonadores al cordón detonante y conexión al detonador eléctrico (Cuadro N° 18).

No se empleo explosivos con velocidad alta porque podrían originar una sobre excavación en el diámetro del Pozo, debilitar los taludes naturales del terreno, proyectar muchos escombros hacia el exterior y la onda expansiva causada por la voladura podría ocasionar daños en las instalaciones así como tampoco se utilizó explosivo con velocidad baja, porque podrían no fracturar la

roca y ocasionar disparos a destiempo y extinguidos.

Cuadro 17.- Características del explosivo VENAGEL

VENAGEL DINAMITA GELATINOSA

VENAGEL DYNAMITE BLASTING GELATINES

USOS

Excelente producto para trabajos en canteras, minas a cielo abierto y obras de construcción donde el material es macizo y duro de romper.

Proporcionan mayor densidad de carga al barrenado que la obtenida con otros tipos de dinamitas, dando como resultado una mayor economía cuando los costos de perforación son elevados.

Voladuras bajo agua a poca profundidad, siempre que se eviten grandes demoras entre carga y disparo.

ESPECIFICACIONES

CAVIM ofrece tres tipos de dinamitas "VENAGEL."

Venagel	Potencia ⁽¹⁾	Densidad (gr/cm ³)	Velocidad ⁽²⁾ Detonación (m/seg)	Trans. Deton. (cm)	Consistencia
40%	75	1.40	5.400	14	Gelat.
60%	85	1.40	5.500	16	Gelat.
80%	87	1.40	5.700	18	Gelat.

(1) Gelatina patrón 93% de nitroglicerina y 7% de nitrocelulosa. Potencia 100%.

(2) Confinada en tubo de hierro SCH 40.

PRESENTACION

Hasta 32 mm. de diámetro, los cartuchos son de papel parafinado. Para diámetros de 50 mm. en adelante se usan mangas de polietileno. Los cartuchos y mangas son empacados en cajas de cartón, forradas en su interior en polietileno. Peso bruto 25 Kgs. peso neto 22.7 Kgs.

El número aproximado de cartuchos por caja es como se indica a continuación.

DIAMETRO (mm)	LARGO Pulgadas	CARTUCHOS POR CAJA (Aproximado)
26 x 200	1 x 8	160
32 x 200	1 1/4 x 8	104
50 x 400	2 x 16	18
65 x 400	2 1/2 x 16	12
75 x 400	3 x 16	9
90 x 400	3 1/2 x 16	6

Para mayor información favor dirigirse:

USES

Excellent product for quarrying, open pit and cast mining and construction works where the rock is hard to break.

Venagel dynamites provide the drill hole with a higher charge density than those obtained from other types of dynamites, resulting in savings where the drilling costs are high.

Designed for use in underwater blasts at low depths where the lap between charging and firing is short.

SPECIFICATIONS

CAVIM offers three types of "VENAGEL." dynamites.

Venagel	Strength ⁽¹⁾ (Relative Weight)	Density (gr/cm ³)	Detonation ⁽²⁾ Velocity (m/sec)	Deton. Transmiss. (cm)	Consist.
40%	75	1.40	5.400	14	Gel.
60%	85	1.40	5.500	16	Gel.
80%	87	1.40	5.700	18	Gel.

(1) Gelatine's pattern 93% nitroglycerin and 7% nitrocellulose. Strength 100%.

(2) Confined in iron tubes SCH 40.

PACKING

Up to 32 mm diameter cartridges, paraffin wrapping paper is used. From 50 mm. and up, polyethylene plastic hoses are used. Both cartridges and hoses are packed in cardboard boxes with an inner polyethylene cover. Gross weight 25 Kgs. net weight 22.7 Kgs.

DIAMETER (mm)	LENGTH Inches	CARTRIDGES PER BOX (Approx.)
26 x 200	1 x 8	160
32 x 200	1 1/4 x 8	104
50 x 400	2 x 16	18
65 x 400	2 1/2 x 16	12
75 x 400	3 x 16	9
90 x 400	3 1/2 x 16	6

For additional information please contact:

Cuadro 18.- Diseño de voladura para el esquisto calcáreo grafitoso

Diseño de voladura segun el metodo "Balance energetico total" (Berta, 1985)					
PATRON DE VOLADURA TIPO C					
Datos generales					
Seccion de excavacion	A	m ²	83	83	83
Diametro de barrenos	ϕ_r	m	0,048	0,048	0,048
Datos de la roca					
Esquisto calcareo grafitoso (40<RMR<45)					
Masa de volumen	ρ_r	kg/m ³	2600	2600	2600
Impedencia	I_r	kg/m ² /s	8,06E+06	8,06E+06	8,06E+06
Energia especifica	E_{sa}	MJ/kg	1,44E-03	1,44E-03	1,44E-03
Velocidad de propagacion de las ondas	C	m/s	3000	3000	3000
Resistencia a trazione	σ_{tr}	MPa	5,00	5,00	5,00
Datos des explosivos					
Tipo					
Venagel					
Masa de volumen	ρ_e	kg/m ³	1450	1450	
Impedencia	I_e	kg/m ² /s	9,50E+06	9,50E+06	
Energia especifica	E	MJ/kg	4,52	4,52	
Diametro de tacos	ϕ_c	m	0,040	0,040	
Velocidad de detonacion	D	m/s	4500	4500	
Tipo					
Gurita					
Masa de volumen	ρ_e	kg/m ³			1200
Impedencia	I_e	kg/m ² /s			3,89E+06
Energia especifica	E	MJ/kg			2,66
Diametro de tacos	ϕ_c	m			0,028
Longitud de la carga unitaria	L_c	m			2,80E+00
Longitud de barrenos	L	m			4,00E+00
Diseño de la voladura					
Calculos					
Dimension maxima del material	D_m	m	0,05	0,20	0,40
Superficie de nueva formacion	s	m ² /m ³	1280	320	160
Rendimientos					
caracteristicas roca y explosivo	η_1	-	0,99	0,99	0,00
diametro barreno y cartucho	η_2	-	0,62	0,62	0,26
caracteristicas geometrica voladura	η_3	-	0,15	0,15	0,15
Consumo especifico de explosivo	c	kg/m ³	4,38	1,10	
Carga de roca de un barreno	Vc	m	0,64	1,29	1,24
Distancia entre barrenos	E_c	m	0,64	1,29	0,99

6.2.3 Cuele

El tipo de Cuele utilizado en el pozo circular de la Fundación del estribo Sur, fue el Cuele de tipo cónico por su facilidad como se puede mecanizar la perforación de los Barrenos y por el menor consumo de explosivos. El Cuele de tipo Cónico tiene como objetivo desprender el cono central de roca, sacarlo al comienzo de la voladura y arrancar el resto progresivamente, la conexión de los detonadores se realiza en paralelo, disponiendo los círculos en forma de anillo.

6.3 Acarreo de escombros

La carga de los escombros se realizó mediante una retroexcavadora Marca Fiat-Hitachi D-754 y una grúa Telescópica T106 MAIA 35 BETA BENDINI, con un recipiente de capacidad $3,50 \text{ m}^3$, fabricado de hierro, colgado en su extremo por medio de una guaya de acero; se cargaron los escombros del fondo del pozo hacia la superficie (ANEXO N° 6 Gráfico N° 35).

Un Payloader con un cucharón de capacidad $2,50 \text{ m}^3$, coloca los escombros en camiones volteo Marca Fiat de $12,00 \text{ m}^3$, que los traslada hacia la escombrera; a través de una vía de tierra con un ancho de 8,00 m y una pendiente aproximada del 15%, lejos del Sitio de la obra.

6.4 Sostenimiento provisional

El Sostenimiento Provisional en el Pozo de Fundación es de suma importancia ya que su función consiste en frenar la descompresión del terreno y la

inestabilidad del mismo. Consiste en una armadura de vigas que persigue aumentar la fuerza de cohesión y la fuerza de fricción del terreno reduciendo al mínimo la deformación del pozo de Fundación.

Los elementos estructurales que se emplean en el sostenimiento provisional del pozo de fundación son los siguientes: Costillas IPN 140, Pernos de diámetro 3/4", malla electro soldada, cabillas de diámetro 5/8" hasta 1" y malla riplex (ANEXO N° 6 Gráficos N° 36 y 37).

6.5 Revestimiento

Una vez completada la armadura del sostenimiento provisional se procede a colocar el concreto proyectado con una resistencia de 150 Kg/cm^2 y con un espesor variable entre 10,00 cm. a 40,00 cm; para aumentar la fricción y evitar la deformación del área donde está ubicado el pozo de fundación (ANEXO N° 6 Gráfico N° 38).

6.6 Acero de refuerzo

En obras muy cargadas y en suelos que por su constitución geológica son inestables, es preciso excavar a grandes profundidades y emplear concreto armado para la cimentación.

El metal empleado en el concreto armado es el acero dulce o hierro Siemens que se fabrica en forma de cabilla de sección circular.

La función principal del concreto armado es la correlación de esfuerzos que realizan los dos materiales para soportar la fatiga. El concreto absorbe los esfuerzos de compresión mientras que el hierro se encarga de los esfuerzos de Tracción.

En lo que respecta al acero de refuerzo utilizado en la armadura de la fundación del pozo del Estribo Sur se emplearon cabillas de diámetro 1/2", 5/8", 3/4", 7/8", 1", 1 1/8" con $F_y = 4.200,00 \text{ Kg/cm}^2$ según las especificaciones y la disposición en el ensamblaje por los planos del proyecto (ANEXO N° 6 Gráfico N° 39).

6.7 Encofrado

El encofrado tiene la función darle la forma definitiva a la fundación; para ello se emplean tableros de madera, que se aseguran con clavos y barrotes de hierro o listones grandes con el fin de evitar la flexión de los tableros y absorber los empujes del concreto vaciado.

En el encofrado de la armadura de la fundación del pozo del Estribo Sur, se utilizó como encofrado externo el sostenimiento y revestimiento provisional del pozo, en el interior se utilizan tableros de madera apuntalados por estructuras de hierro que evitaban el flexionamiento de la madera y la deformación del encofrado mismo (ANEXO N° 6 Gráfico N° 40).

6.8 Vaciado del concreto.

El método que se empleó en el vaciado de concreto fue el de Hormigón Bombeado con encofrado, el cual consiste en bombear el concreto entre el

encofrado externo formado por el sostenimiento provisional y el encofrado interno constituido por los tableros de madera apuntalados con las estructuras de hierro (ANEXO N° 6 Gráfico N° 41).

El concreto vaciado fue constantemente vibrado para favorecer el llenado completo del encofrado, para evitar burbujas de aire y deformaciones en la forma definitiva de la fundación que afectarían su resistencia y la estabilidad de la misma, se utilizó un concreto con una relación agua cemento de 0,40 a 0,50 con consistencia plástico dura y una resistencia de 250,00 Kg/cm² (Cuadro N° 19).

El desmontaje del encofrado se realiza entre las 24 a 72 horas dependiendo del sector de la fundación (ANEXO N° 6 Gráfico N° 42).

Cuadro 19. Aplicaciones para diferentes tipos de concreto

ITEM	CONCRETO	TIPO	UTILIDAD
1	ARMADO	250	Fundaciones de puentes y viaductos; Fundaciones y muros de obras de viabilidad; Fundaciones para postes de electrificación; Revestimiento de alcantarillas; Muros y soleras de canales
2	ARMADO	300	Portales y falso túnel; Revestimiento de túnel; Muros laterales de losas para puentes; Muros anclados y pasos inferiores
3	ARMADO	350	Pilas y Capiteles; Losas de Viaductos
4	ARMADO	450	Vigas prefabricadas tipo cajón
5	POBRE	150	Limpieza
6	PROYECTADO	300	Portales; Túneles; Falsos Túneles
7	ARMADO	350	Proyectado para pozos
8	ARMADO	210	Cunetas; Canales rectangulares y trapeciales; Canaletas; Caídas rápida; Tanquillas de Drenaje; Torreteras

CONCLUSIONES

El Viaducto N° 13 del Tramo 4 del Ferrocarril Caracas – Cúa, está ubicado en el tramo central de la cordillera de la costa en la cuenca de Santa Lucía – Ocumare del Tuy formada por rocas metamórficas (contrafuertes metamórficos) de unos 1300 metros de altitud, el clima es subtropical determinando dos estaciones, una seca y otra lluviosa.

En los contrafuertes metamórficos al norte de la falla de la Victoria aflora la formación las mercedes con una topografía de valles profundos, laderas muy inclinadas y quebradas de gran desnivel con erosión muy rápida.

El lugar donde se ubica el viaducto N° 13 tramo 4 del ferrocarril Caracas – Cúa, superficialmente presenta suelos coluviales con un sustrato rocoso formado por filitas sericíticas y esquistos micáceos (30%), mármoles finamente laminados (60%), vetas de cuarzo (10%) con una condición física de roca meteorizada, dura, fracturada y plegada (RMdf – pl), no se determinó aguas de infiltración, nivel freático, como tampoco deslizamientos.

El Viaducto N° 13 esta formado por dos estribos y dos pilas intermedias de concreto armado, un tablero que constará de una sección compuesta de vigas metálicas en la parte inferior y por una losa de concreto reforzado en la parte superior con luces de 95,00 m.

El pozo de fundación del estribo sur fue construido en terreno conformado por rocas metamórficas de la formación Las Mercedes constituida por filitas

sericíticas y esquistos micáceos (30%), mármoles finamente laminados (60%), vetas de cuarzo (10%), meteorizada, dura fracturada, sin agua de infiltración como tampoco nivel freático.

La excavación del pozo se llevó a cabo utilizando los métodos de excavación mecánica y excavación con explosivos, calculándose una profundidad mínima de 20,00 m.

El sostenimiento provisional del pozo de fundación del Estribo Sur permite resolver problemas geológicos y geomecánicos que se pueden presentar durante la construcción del pozo. Este sostenimiento provisional consiste en elementos estructurales resistentes y rígidos (vigas, malla electro- soldada, cabillas, pernos y concreto proyectado) cuyo objetivo consiste en mejorar la cohesión y la fricción del terreno, reduciendo la deformabilidad del mismo. Los mayores esfuerzos deformables se presentaron en el fondo de la excavación a medida que avanzaba la profundidad del pozo.

Con el sostenimiento provisional, el pozo de Fundación pudo ser excavado y construido en forma normal; no se observó la presencia de agua subterránea como tampoco nivel freático.

La presión admisible en la cota de asiento donde se alojará la fundación, es mayor que la presión de contacto transmitida por la superestructura que se le colocará , en consecuencia el diseño es estable

Los taludes del estribo sur se comportan establemente, no obstante los mismos fueron estabilizados con: Anclajes de 45 T, inclinados 10° con bulbos de 7,00 m de longitud inyectados con lechada agua - cemento, distribuidos cada

1,00 m x 2,00 m y 2,00 m x 2,00 m, clavos de 1" de 9,00 m de longitud, inyectados con lechada agua-cemento, distribuido en una malla de 2,00 m x 2,00 m y recubiertos con una capa de concreto proyectado de 5 cm de espesor, malla electrosoldada tipo Truccson de 100 x 100 x 5 para pantallas de protección, doble malla de cabillas para pantallas ancladas, geodrenes conformados por tubos PVC ø 2" ranurados y recubiertos con geotextil de fibras sintéticas inclinados 5° con longitud de 6,00 m y 9,00 m y recubiertos con una capa de concreto proyectado de 5 cm .

RECOMENDACIONES

En el análisis del factor de seguridad (F.S.) igual a tres (3) para la carga admisible de la Cota de Asiento del terreno en el Pozo de Fundación del Estribo Sur se sugiere un factor de seguridad (F.S.) igual a 4, para garantizar la estabilidad de la superestructura y su durabilidad, ya que el tramo 4 del Viaducto N° 13 se encuentra ubicado cerca de la quebrada Capaya, con muchas laderas inclinadas a su alrededor, que favorecen la escorrentía de las aguas de lluvia, las cuales podrían afectar los taludes naturales del terreno y poner en riesgo al mismo, teniendo en cuenta la gran altura (80,00 m) del viaducto con respecto a la Cota más baja del terreno, ocasionando nuevos asentamientos, movimientos e inclinación de la superestructura.

Es aconsejable no apoyar las fundaciones del Viaducto N° 13 Tramo 4, del Ferrocarril Caracas-Cúa, sobre terrenos incompetentes o muy deformables, éstas deben apoyarse en formaciones rocosas más profundas, mecánicamente más

competentes con una excavación mínima de 25,00m (es preferible invertir más por la seguridad, la estabilidad y la durabilidad de la obra a futuro).

Se recomienda diseñar y construir cunetas de concreto para la escorrentía de las aguas de lluvias, ya que por la pendiente del terreno alcanzan grandes velocidades y erosionan rápidamente al terreno.

Mejorar las condiciones geométricas de la vialidad de acceso al túnel Sabaneta Portal Norte donde se encuentra ubicado el Estribo Sur, dicha vía es peligrosa por lo irregular en el ancho de la vía y antes de llegar al mismo existe una curva con un ángulo de 90°, por lo que se debería corregir y mejorar esta carretera de tierra.

Se recomienda mejorar la calidad del concreto proyectado en el sostenimiento provisional, ya que se desprende de las vigas.

Es recomendable construir una pantalla de protección en la zona ubicada en la vía acceso, al Norte del Estribo Sur, la cual tiene una pendiente natural muy pronunciada que podría deslizarse en la época de lluvia y ocasionar inestabilidad en la superestructura.

Se debe evitar la sobre-excavación del pozo de fundación mejorando el patrón de voladura o emplear el martillo demoledor para reperfilear el terreno lo más exacto posible a la medida de sus dimensiones.

Se debe mejorar la técnica para colocar el concreto proyectado ya que se pierde el 10% por rebote.

Se recomienda la colocación de secciones instrumentadas en las fundaciones del viaducto para monitorear el comportamiento real de la

superestructura y llevar un control exacto de las cargas que afectan al terreno y las fundaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Allen, José A.(1992).**Tecnología Clásica de Muros Colados Anclados y Nuevas Alternativas de Sostenimiento de las Excavaciones en la Línea 3 del Metro de Caracas, Distrito Federal.** Trabajo especial de grado. Inédito, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Arcos, M. y Villalta, D. (1990). **Influencia del Agua en la Estabilidad de Taludes.** Trabajo especial de grado. Inédito, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Azcarate, Martín. (1982). **Introducción a la Metodología de Investigación Minera.** Madrid: Instituto Geológico y Minero.

Balestrini A, Miriam. (1998). **Cómo se Elabora el Proyecto de Investigación.** Caracas – Venezuela: Editorial BL Consultores Asociados.

Bahamontes, Ángel. (1979). **Construcción de Cimientos.** Barcelona, España : Ediciones CEAC. S.A.

Bickel, John. (1982). **Tunnel Engineering Handbook.** New York : Van Nostrand Reinhold.

Bieniawski, Z. (1976). **Rock Mass Classification in Rock.** Pretoria R. S. A : Engineering Geomechanics Division.

Clemente, G. de Juana. (1980). **Geología de Venezuela y de sus Cuencas Petrolíferas.** Tomo II. Caracas – Venezuela: Ediciones Foninves.

Coates, D. (1973). **Fundamentos de Mecánica de Roca.** Madrid: Editorial Litoprint.

Fidias, Arias. (1997). **El Proyecto de Investigación**. Caracas: Editorial Episteme C. A.

Garrido, P y Mendoza, J. (1988). **Evaluación de las Soluciones Propuestas para las Fundaciones de los Viaductos de la Autopista “Rómulo Betancourt” Tramo Kempis – Chuspita**. Trabajo especial de grado. Inédito. , Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Hidalgo, Ángel. (1979). **Construcción de Cimientos**. Barcelona, España: Editorial Ediciones CAEC, S.A.

Instituto Tecnológico Geominero de España. (1991). **Manual de Ingeniería de Taludes**. Madrid, España.

Pérez, G y Carrillo, P. (1978). **Ingeniería de Fundaciones**. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.

López, J. (1997). **Manual de Túneles y Obras Subterráneas**. España: Editorial Entorno Grafico S. L.

Perri, Gianfranco. (1990). **Diseño Geotécnico de Túneles**. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Perri, Gianfranco. (2000). **Informe Geotécnico**. Instituto Autónomo Ferrocarriles del Estado (I.A.F.E.), Caracas.

Perri, Gianfranco. (1978). **Apuntes de Mecánica de Roca Aplicada**. , Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Requena, U. (1979). **Tuneles para Aprovechamiento Hidroeléctrico, Construcción del Túnel de Trasvase Uribante – Doradas. Proyecto Uribante Caparo, Edo. Táchira.** Trabajo especial de grado. Inedito. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Rico, A. y Del Castillo, H. (1990). **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas).** Volumen II. México: Editorial Limusa.

Ríos, Luis. (1998). **Evaluación y Seguimiento Geotécnico Estructural en el Proceso Constructivo del Túnel Altamonte, Tramo IV del Ferrocarril Caracas – Cúa.** Trabajo especial de grado. Inedito. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Sierra, José. (1999). **Alternativas de Sostenimiento en la Excavación del Túnel Tazón Norte del Ferrocarril Caracas – Cúa.** Trabajo especial de grado. Inédito. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Tatón, R. (1981). **Minería, Topografía Subterránea, Galerías, Túneles, Subsuelo.** Madrid, España: Editorial Paraninfo.

Tomlinson, M. J. (1996). **Cimentaciones, Diseño y Construcción.** México DF: Editorial Trillas SA de CV.

Terzaghi, K. y Peck, R. (1973). **Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica,** 2da ed. Barcelona: El Ateneo.

Ugas, T. Celso (1977). **Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelo.** Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Viera, J. M. (1998). **Utilización del Arco de Estabilización en la Excavación del Túnel Coruma del Ferrocarril Caracas – Cúa.** Trabajo especial de grado. Inédito. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

[ANEXOS]

[ANEXO N° 1]

DATOS ESTRUCTURALES Y LITOLÓGICOS

Viaducto 13

LEYENDA

F_p= foliación principal F_s= foliación secundaria D_c=diaclasa continua local
D_d=diaclasa discontinua (8:1)=frecuencia de diaclasas por metro lineal
DMB=Dirección de maximo buzamiento
R=roca M=meteorizada D=descompuesta d=dura b=blanda pl=plegada m=muy

Punto de obser.	Estructuras	D.M.B.	Asociación litológica, estado físico y otras observaciones
1*			Depósitos detríticos(espesor=1-2m)
2*	Fp=N40E-38N Dd,1=N15E-70S (15:1) Dd,2=N15W-78S (14:1) Dd,3=N85E-68S (8:1) Dd,4=N40W-85N (12:1)	310 38 105 70 255 78 175 68 050 85	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericiticas=55% Vetas de cuarzo y calcita=5% RMd/b-f-pl
3*	Fp=N40E-66N Dd,1=N30W-55S (4:1) Dd,2=N50W-80S (7:1) Dd,3=EW-60N (9:1) Fs=N45E-73S Eje pliegue	310 66 240 55 220 80 360 60 135 73 222 8	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericiticas y esquistos cuarzo-sericiticos=50% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd-mf-pl Muestra petrográfica
4*	Fp=N50E-46N Dd,1=N78E-60S (14:1) Dd,2=N35W-80N (12:1) Dd,3=N48E-42S (10:1) Falla=N50W-58N	320-34 168 60 55 80 138 42 75 58	Mármoles laminados=60% Filitas sericitico-grafíticas =35% Vetas de cuarzo y calcita=5% RMd-f-pl
5*	Fp=N60E-34N Dc,1=N45W-52N (9:1) Dd,2=N10W-80N Fs=N60E-68S Falla=EW-48N	330 34 45 52 80 80 150 68 360 48	Mármoles laminados=40% Filitas sericitico-grafíticas =50% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd-mf-pl

6*	Fp=N58E-54N Dd,1=N70E-8N (8:1) Dd,2=N78W-85N (10:1) Dd,3=N50E-52S (8:1) Dd,4=N35W-85N Fs=N35E-65S Eje de pliegue	328 54 340 8 12 85 140 52 55 85 125 65 42 22	Mármoles laminados=40% Filitas sericitico-grafitosas =20% Esquistos micáceos=(20%) Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd-f-pl
7*	Fp=N88E-62N Dd,1=N12W-86N (7:1) Dd,2=N80E-54N (5:1)	358 62 78 86 350 54	Mármoles laminados=40% Filitas sericitico-grafitosas =20% Esquistos micáceos=30% RMd-f-pl
8*	Fp=N50E-42N Dd,1=N70E-55E (5:1) Dd,2=N55W-68S (9:1)	320 42 160 55 215 68	Mármoles laminados=40% Filitas sericitico-grafitosas =20% Esquistos micáceos=30% RMd-f-pl
9*	Fp=N38E-50N Dd,1=N40W-78N Dd,2=N67W-55S Dd,3=N35W-55S Dd,4=N12W-Vert. Dd,5=N30E-56S	308 50 50 78 203 55 235 55 78 90 120 56	Mármoles laminados=40% Filitas sericitico-grafitosas =50% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd/b-f-pl-mpl
10*	Fp=N35E-34N Dd,1=N80W-85N (>10:1) Dd,2=N30E-50S (>10:1) Dd,3=N40W-76N (>10:1)	305-34 10 85 120 50 50 76	Mármoles laminados=40% Esquistos cuarzo-micáceos=25% Filitas sericitico-grafitosas =25% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd/b-f-pl-mpl
11*	Fp=N60E-35N Dd,1=N48E-35S Dd,2=N70E-85S Dd,3=N52W-76S	330 35 138 35 160 85 218 76	Mármoles laminados=20% Filitas sericitico-grafitosas =70% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd/b-f-pl-mpl
12*	Fp=N60E-42N Dd,1=EW-54S Dd,2=N5W-65N (>10:1) Dd,3=N21W-80S (>10:1) Dd,4=N60W-45S (>10:1)	330 42 180 54 85 65 249 80 210 45	Mármoles laminados=40% Esquistos cuarzo-micáceos=25% Filitas sericitico-grafitosas =25% Vetas de cuarzo y calcita=5-10%

	Dd,5=N20E-40N (>10:1) Fs=N80W-70S	290 40 190 70	RMd-f-pl
13*	Fp=N20E-40N Dd,1=N41W-67S (>10:1) Dd,2=N40E-50S (>10:1) Fs=N5E-65S	290 40 229 67 130 50 095 65	Mármoles laminados=40% Esquistos cuarzo-micáceos=25% Filitas sericitico-grafitosas =25% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd-f-pl
14*	Fp=N45E-55N Dd,1=N80W-40S Dd,2=N50W-71S	315 55 190 40 40 71	Mármoles laminados=40% Filitas sericitico-grafitosas =50% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMd-f-pl
15*	Fp=N5E-58N Dd,1=N55W-80S (>10:1) Dd,2=N80W-56S (>10:1) Dd,3=N15W-60N (>10:1) Dd,4=N72E-62S (>10:1) Dd,5=N60E-58N (>10:1) Dd,6=N25E-86S (>10:1)	275 58 215 80 190 56 255 60 162 62 330 58 115 86	Mármoles laminados=40% Filitas sericitico-grafitosas =50% Vetas de cuarzo y calcita=5-10% RMB/d-f-mpl

P-29	Fp= N45E-51N Dd,1= N30E-64S Dd,2= N27W-67N Dd,3= N47W-62S Ejes de pliegues	315-51 120-64 63-67 223-62 275-40 258-35 213-12	Mármoles laminados=60% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=20% Esquistos cuarzo-micáceos=10% Vetas de cuarzo=10% RMd-f
P-30	Fp=N20E-80N Dd,1= N60W-58N Dd,2= N50W-55S Dd,3= N30W-56N Eje de pliegue	290-80 30-58 220-55 60-56 204-21	Mármoles laminados=60% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=20% Esquistos cuarzo-micáceos=10% Vetas de cuarzo=10% RMd-f-pl
P-31	Fp= N10W-33N Dc,1= N40W-45N (6:1)	80-33 50-45	Mármoles laminados=50% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=20%

	Dd,2= N10W-66N Dd,3= N60E-50S Dd,4= N30W-62S Dd,5= N35E-55N	80-66 150-50 240-62 305-55	Esquistos cuarzo-micáceos=25% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-32	Fp= N38E-60N DC,1=N30W-78S (4:1) DC,2=N60W-90 (>10:1) Dd,3=N80W-28S (6:1) Dd,4=N50E-36S (7:1)	308-60 240-78 30-90 190-28 140-36	Mármoles laminados=50% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=20% Esquistos cuarzo-micáceos=25% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-33	Fp=N28E-63N Dd,1= N8W-60S (>10:1) Dd,2= N75W-80S (>10:1) Dd,3= N70W-45N (>10:1) Eje de pliegues	298-63 262-60 195-80 20-45 279-56 238-46	Mármoles laminados=50% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=15% Esquistos cuarzo-micáceos=25% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-34	Fp= N46-E-65N Dc,1= N80W-44S (9:1) Dd,2=N62W-67N Dd,3= N60W-85S (12:1) Dd,4=N55W-65N Dd,5=N20W-90	316-65 190-44 28-67 210-85 35-65 70-90	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=10% Esquistos cuarzo-micáceos=40% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
p-35	Fp=N50E-45N Dd,1=N35W-68N (8:1) Dd,2=N70E-55S (14:1)	320-45 55-68 160-55	Idem S-32 RMd-f-pl
P-36	Fp=N5W-42S Dd,1=N35E-70S (6:1) Dd,2=N55W-50S (8:1) Dd,3=N20W-75S (16:1)	265-42 125-70 215-50 250-75	Mármoles laminados=50% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=15% Esquistos cuarzo-micáceo-calcáreos=25% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-37	Fp=N42E-65N Dd,1=N40W-45N (18:1) Dd,2=N80E-85N (8:1) Dd,3=N42E-80S (12:1) Eje de pliegue	312-65 50-45 350-85 132-80 308-64	Mármoles laminados=70% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas y filitas grafitosas=25% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-38	Fp=N42E-77N Dd,1=N35W-78N (6:1)	312-77 55-78	Mármoles laminados=60% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=15%

	Dd,2=N55W-48N (10:1) Dd,3=NS-66E (8:1) Eje de pliegue	35-48 90-66 280-73 229-31	Vetas y nódulos de cuarzo y calcita=25% RMd-f-pl
P-39	Fp=N30E-82N Dd,1=N68W-78N Dd,2=N85E-48N Falla 1=N58E-65N Falla 2=N40E-76N Eje de pliegue	300-82 22-78 355-48 328-65 310-76 10-71	Mármoles laminados=60% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=20% Esquistos calcáreo-cuarzo- micáceos=15% Vetas de cuarzo=5% RMd-f-pl-mpl
P-40	Fp=N70E-70N Dc,1=N25W-80S (8:1) Dd,2=NS=85E (6:1) Dd,3=EW-80N (9:1) Eje de pliegues	340-70 245-80 90-85 0-80 258-24 252-32	Mármoles laminados=60% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=20% Esquistos cuarzo-micáceos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-41	Fp=N37E-75N Dd,1=N70W-90 Dd,2=N45W-70N	307-75 160-90 45-70	Mármoles laminados=60% Filitas serie. y esquistos micáceos=30% Vetas de cuarzo=10% RMd-f-pl
P-42	Fp=N40E-70N Dd,1=N50W-60N	310-70 40-60	Idem S-41 RMd-f-pl
P-43	Fp=N40E-42N Dd,1=N35W-90 (5:1) Dd,2=N5E-78N Dd,3=N40W-75N (5:1) Eje de pliegues	310-42 55-90 275-78 50-75 331-40 297-50	Mármoles laminados=60% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=15% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=15% Vetas de cuarzo de hasta 30 cm de espesor=5%-10% Coluvión=1m RMd-f-pl
P-44	Fp=N20E-60N Dd,1=N70W-65N Dd,2=N25W-68S Dd,3=N55W-58S (>10:1) Dd,4=N35E-38N (>10:1) Ejes de pliegues	290-60 20-65 245-68 215-58 305-38 245-16 237-5	Mármoles laminados=60% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=15% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=15% Vetas de cuarzo=5%-10% Coluvión=1m

			RMd-f-pl
P-45	Fp=N75E-67N Dd,1=N15E-72S (>10:1) Dd,2=N27W-55S (>10:1) Dd,3=N22W-65N Dd,4=N30E-45S (>10:1)	345-67 105-72 243-55 68-65 120-45	Mármoles laminados=50% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=30% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd/b-f-pl
P-46	Fp=N52E-62N Dd,1=N45W-65N (>10:1) Dd,2=N16W-70N (>10:1) Dd,3=N40E-35S (>10:1)	322-62 45-65 74-70 130-35	Mármoles laminados=55% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=25% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-47	Fp=N65W-50N Dd,1=NS-Vert. (>10:1) Dd,2=N25E-60S (>10:1) Dd,3=N35W-75S	25-50 270-90 115-60 235-75	Mármoles laminados=50% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=30% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd-f-pl
P-48	Fp=N45E-66N Dd,1=N35W-65N (10:1) Dd,2=N55E-58S Dd,3=N45E-65N Dd,4=N20W-52N Eje de pliegue	315-66 55-65 145-58 315-65 70-52 5-54	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=40% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd/b-f-pl
P-49	Fp=N27E-52N Dd,1=N28E-60N Dd,2=N45W-66N Eje de pliegue	297-52 298-60 45-66 220-15	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=40% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd/b-f-pl-mpl
P-50	Fp=N15E-65N Dd,1=N45W-65N Dd,2=EW-80N	285-65 45-65 0-80	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericitico-grafitosas=40% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10%

			RMd/b-f-pl-mpl
P-51	Fp=N40E-48N Dc,1=N45W-70N (10:1) Dd,2=N30E-78N	310-48 45-70 300-78	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericítico-grafitosas=40% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd/b-f-pl
P-52	Fp=N35E-58N Dc,1=N47W-56N Dd,2=N40W-82S Dd,3=N65W-64S	305-58 43-56 230-82 205-64	Mármoles laminados=40% Filitas cuarzo-sericítico-grafitosas=40% Esquistos cuarzo-micáceo- calcáreos=10% Vetas de cuarzo=5%-10% RMd/b-f-pl

[ANEXO N° 2]

Cuadro 5.- Características Generales de las Rocas en el estribo Sur

[ANEXO N° 3]

[ANEXO N° 4]

Cuadro 6.- índices R.Q.D. e Iv de DEERE

R.Q.D. %	Iv	Descripción de la Roca
0 - 25	0 - 0,20	Muy mala
25 - 50	0,20 - 0,40	Mala
50 - 75	0,40 - 0,60	Regular
75 - 90	0,60 - 0,80	Buena
90 - 100	0,80 - 1,00	Excelente

Cuadro 7.- índices de la separación de las diaclasas de DEERE

Termino Descriptivo	Espaciamiento
Muy Próximas	Menor de 5 cm
Próximas	5 cm - 30 cm
Bastante Próximas	30 cm - 1 m
Separadas	1 m - 3 m
Muy separadas	Mayor de 3 m

Cuadro 8.- índices numéricos de BIENIAWSKI

Parámetros de Clasificación

Valoración

1	Resistencia de la roca sana	Ensayo de carga puntual	> 100 kg/cm ³	40-80 kg/cm ³	20-40 kg/cm ³	10-20 kg/cm ³	Compresión simple (kg/cm ³)		
		C. simple	> 2500 kg/cm ³	1000-2500 kg/cm ³	500-1000 kg/cm ³	250-500 kg/cm ³	50-250	10-50	10
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Estado de las diaclasas		Persistencia	Abertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización		
			☐ < 1 m 6	☐ Cerrada 6	☐ Muy rugosa 6	☐ Sin relleno 6	☐ Bordes sanos 6		
			☐ 1 - 3 m 4	☐ < 0,1 mm 5	☐ Rugosa 5	☐ Duro < 5 mm 4	☐ Lig. meteorizada 5		
			☐ 3 - 10 m 2	☐ 0,1 - 1,0 mm 4	☐ Lig. rugosa 3	☐ Duro > 5 mm 2	☐ Moder. meteorizada 3		
			☐ > 10 m 0	☐ 1 - 5 mm 1	☐ Planar 1	☐ Blando < 5 mm 2	☐ Muy meteorizada 1		
			☐ > 5 mm 0	☐ Espejo de falla 0	☐ Blando > 5 mm 0	☐ Descompuesta 0			
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación entre la presión de agua y la tensión principal mayor	0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Lig. húmedo	Húmedo	Goleando	Fluyendo		
	Valoración		15	10	7	4	0		

Corrección por la Orientación de las Diaclasas

6	Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° cualquier dirección
	Excav. con el buzamiento		Excavación contra buzamiento				
	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	
	Muy Favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy Desfavorable	Medio	
	0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V	RMR=
Calidad	Muy Buena	Buena	Medio	Mala	Muy mala	
Valoración RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20	

Características

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	20 años con 15 m de luz	1 año con 10 m de luz	1 semana con 5 m de luz	10 horas con 2,5 m de luz	30 min. con 1 m de luz
Cohesión	> 4 kg/cm ²	3-4 kg/cm ²	2-3 kg/cm ²	1-2 kg/cm ²	< 1 kg/cm ²
Angulo de fricción	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	15°

RMR =

Cuadro 9 Índices del diaclasado (Jn) de BARTON

Nº de Sistemas	Jn
Masivo	0,50
1 Sistema	2,00
2 Sistema	4,00
3 Sistema	9,00
4 Sistema	15,00
Roca Triturada	20,00

NOTA: Sumar 1,0 si el promedio de separación excede 3 m.

Para portales usar 2 x Jn.

Cuadro 10.- Índices de rugosidad (Jr) de BARTON

Rugosidad de Discontinuidades	Jr
No continua	4,00
Lisas Onduladas	3,00
Rugosas Planares	2,00
Lisas Planares	1,00
Pulidas Planares	0,50
Rellenas	1,00

NOTA: Sumar 1,0 si el espaciamiento de diaclasas excede 3 m.

Cuadro 11.- Índices de Alteración (Ja) de BARTON

a)	ESENCIALMENTE SIN RELLENO	<u>Ja</u>
	Cerrada	0,75
	Sólo manchada o coloreada sin alterar	1,00
	Recubrimiento de arena o limo	3,00
	Recubrimiento de arcilla	4,00

b)	Con Relleno	<u>Ja</u>
	Arena o roca triturada	4,00
	Arcilla dura 5 cm de espesor	6,00
	Arcilla blanda 5 cm de espesor	8,00
	Arcilla expansiva 5 cm de espesor	12,00
	Arcilla dura 5 cm de espesor	10,00
	Arcilla blanda 5 cm de espesor	15,00
	Arcilla expansiva 5 cm de espesor	20,00

Cuadro 12.- Coeficientes hidrológicos (Jw) de BARTON

Presión de Agua	J_w
1 Kg/cm ² seco	1,00
1 - 2,5 Kg/cm ² Flujo medio	0,66
2,5 - 10 Kg/cm ² Flujo grande + disc. Sin relleno	0,50
2,5 - 10 Kg/cm ² Flujo grande + disc. con relleno	0,33
10 Kg/cm ² Flujo alto que disminuya con el tiempo	0,2 a 0,10
10 Kg/cm ² Flujo alto que continúe con el tiempo	0,1 a 0,05

Cuadro 13.- Factor de reducción (S.R.F.) de BARTON

	S.R.F.
Roca suelta con disc. Rellenas de arcilla	10,00
Roca suelta con disc. Abiertas	5,00
Roca a poca profundidad 50 m con disc. Rellenas de arcilla	2,50
Roca con disc. Cerradas sin relleno	1,00

Cuadro 14.- Calidad de la masa rocosa de BARTON

Valor de Q	Calidad de la masa rocosa
< 0,01	Excepcionalmente pobre
0,01 - 0,1	Extremadamente pobre
0,1 - 1,0	Muy pobre
1,0 - 4,0	Pobre
4,0 - 10	Media
10,1 - 40	Buena
40 - 100	Muy Buena
100 - 400	Extremadamente buena
> 400	Excepcionalmente buena

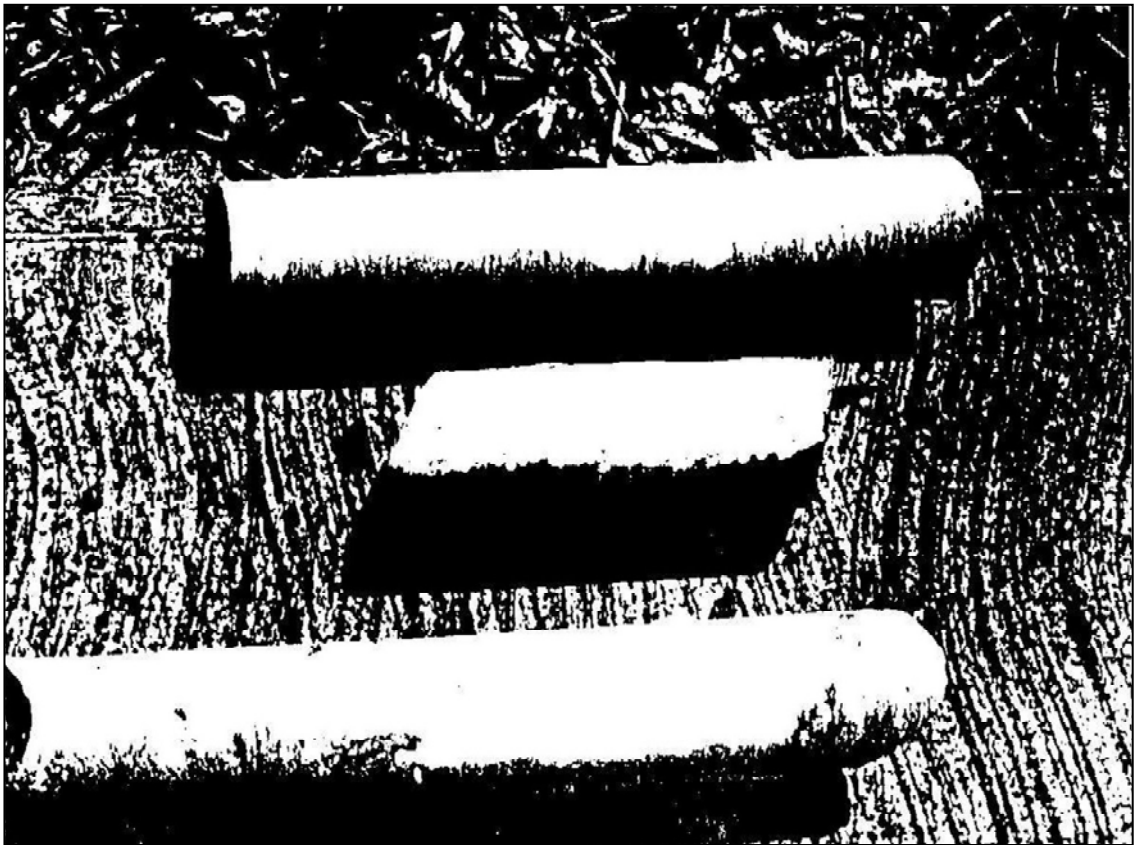


Gráfico 12.- Recolección de Muestras con Taladro Hidráulico Rotativo



Gráfico 13.- Ensayos de Rocas Metamórficas



PLANILLA DE ENSAYOS PARA MUESTRAS DE ROCA

Fecha de toma de la muestra: _____

Fecha de ensayo: _____

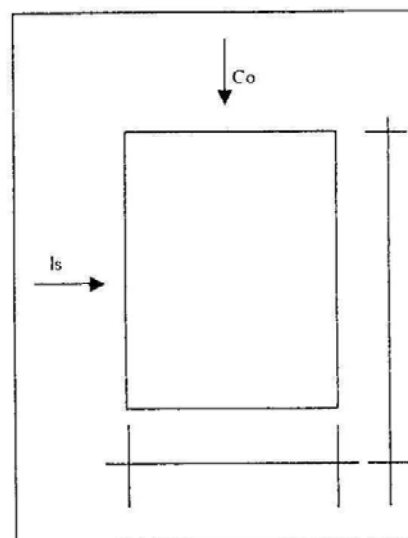
Sitio de toma: _____

Progresiva: _____

TIPO DE ROCA

NOTA:

CARGA	=	_____
DIÁMETRO	=	_____
ALTURA	=	_____
ÁREA	=	_____
VOLUMEN	=	_____
PESO	=	_____
PESO UNITARIO	=	_____



POINT LOAD TEST

Is =
kg / cm ²

Laboratorista

COMPRESSION SIMPLE

Co =
Kg / cm ² =

Responsable Lab. Geología

Gráfico 14.- Planilla de Ensayo de rocas parámetros generales

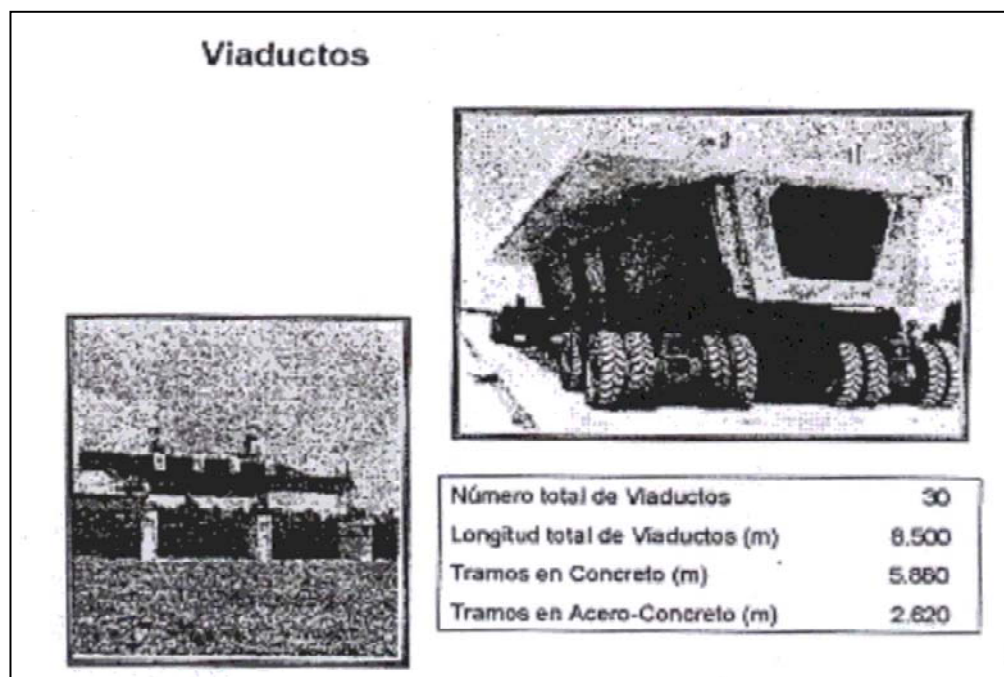


Gráfico 21.- Características de los Viaductos

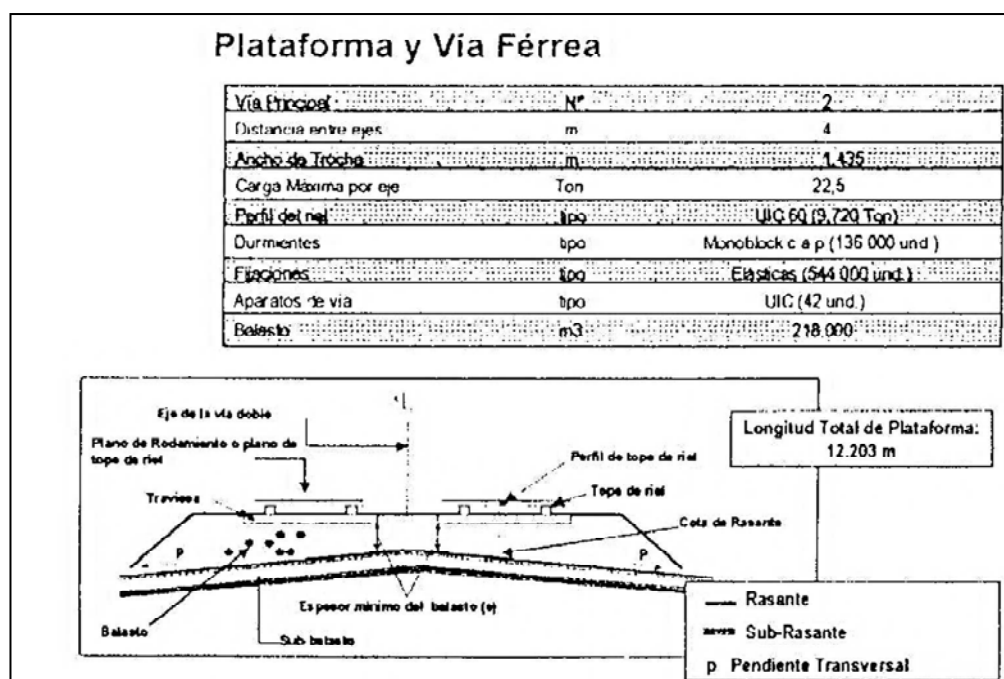
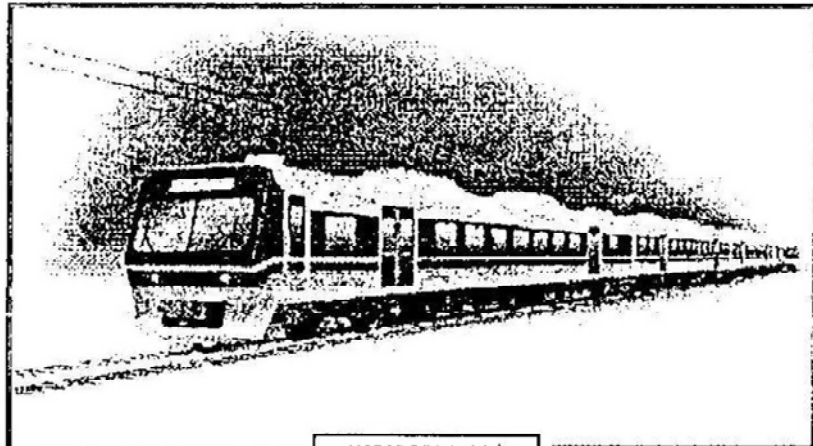


Gráfico 22.- Parámetros de la Plataforma y vía férrea

Material Rodante



COMPOSICIÓN BÁSICA DEL E.M.U.		MOTOR DE TRACCIÓN		CAPACIDAD DE PASAJEROS			
Vagón Motor	M	Potencia Continua	240 K W	Descripción	Tc	M	E.M.U.
Vagón Remolque con Cabina	Tc	Tensión	1380 Volts	Carreteras	80	98	118
E.M.U. (Unidad Eléctrica Múltiple)	Tc+M+M+Tc	Intensidad	125 Amps	Paradas (p/m)	96	96	94
		Factor de Potencia	0,80	Total	176	184	7,0
		Potencia E.M.U.	1920 K W				

Gráfico 23.- Características del material rodante

Demanda de Pasajeros

Regionales	1997 (Año Base)		2017	
	Diaria	Anual	Diaria	Anual
Ccs-Rto. Cabello				
Ambos Sentidos	65.214	15.651.000	283.471	68.033.000
Un Sentido	32.607	7.825.500	141.735	34.016.500

Cercanías	1997 (Año Base)		2017	
	Diaria	Anual	Diaria	Anual
Ccs-Cúa				
Ambos Sentidos	25.000	6.000.000	68.108	16.346.000
Un Sentido	12.500	3.000.000	34.054	8.173.000
Hora Punta	2.000	480.000	5.449	1.307.680

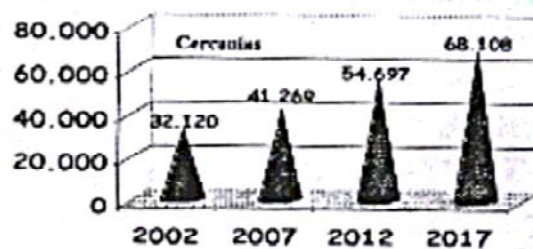


Gráfico 24.- Estadística de la demanda de pasajeros

[ANEXO N° 5]

[ANEXO N° 6]



Gráfico 25.- Perspectiva de la Fabricación del Anillo Guía



Gráfico 26.- Refuerzo en la Armadura del Anillo Guía



Gráfico 27.- Disposición de las vigas IPN 140 y la malla Riplex



Gráfico 28.- Ensamblaje de las vigas IPN 140 con los Pernos



Gráfico 29.- Armadura de la Malla Riplex para los separadores de anime



Gráfico 30.- Vaciado de concreto del anillo con los separadores de anime



Gráfico 31.- Excavación mecánica con excavadora FIAT-HITACHI 0221



Gráfico 32.- Perspectiva de la excavación



Gráfico 33.- Excavación mecánica con JUMBO de Martillo Demoledor



Gráfico 34.- Perforación con máquina neumática BAGODRILL



Gráfico 35 Carga de escombros con grúa telescópica T106 MAIA 35



Gráfico 36.- Ensamble de las vigas IPN 140 para el sostenimiento provisional



Gráfico 37.- Pernos de $\frac{3}{4}$ " y cabillas $\frac{5}{8}$ " utilizadas en el sostenimiento



Gráfico 38.- Revestimiento del sostenimiento con concreto proyectado



Gráfico 39.- Acero de refuerzo para la fundación



Gráfico 40.- Encofrado del pozo de fundación



Gráfico 41.- Vaciado de concreto



Gráfico 42.- Curado del concreto

[ANEXO N° 7]

