



**UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DE LOS SUELOS RESIDUALES DEL BATOLITO  
DE LA CORDILLERA DE LA COSTA**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TAMARA BEATRIZ CABRERA RIVERA**

**PROFESOR GUÍA:  
CLAUDIO FONCEA NAVARRO**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
SOFIA REBOLLEDO LEMUS  
PEDRO ACEVEDO MOYANO**

**SANTIAGO DE CHILE  
AGOSTO 2007**

RESUMEN DE LA MEMORIA  
PARA OPTAR AL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
POR: TAMARA CABRERA RIVERA.  
FECHA: 20/08/2007  
PROF. GUÍA: Sr. CLAUDIO FONCEA N.

“CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DE LOS SUELOS RESIDUALES  
DEL BATOLITO DE LA CORDILLERA DE LA COSTA”

Se denomina suelo residual aquel derivado de la meteorización y descomposición de la roca in situ. Este material no ha sido transportado de su localización original y mantiene los planos de debilidad de la roca a determinadas profundidades. El espesor de las capas de suelo residual varía con la edad, porcentajes de impurezas y la intensidad de la meteorización, que a su vez, depende del clima y la pluviometría.

Entre las características de los suelos residuales (Brand, 1985), pueden mencionarse el hecho que no pueden considerarse aislados del perfil de meteorización, del cual son solamente una parte componente. Para definir su comportamiento y las posibilidades de ocurrencia de deslizamientos, interesan prioritariamente las características del perfil estratigráfico que pasan a determinar la ocurrencia de potenciales fallas por sobre las propiedades del material. Son generalmente muy heterogéneos lo que los hace difíciles de muestrear y ensayar. La mayoría de las veces se encuentran en estado húmedo, lo cual representa una dificultad adicional para evaluar su resistencia al corte. Igualmente poseen zonas de alta permeabilidad, por lo que son muy susceptibles a cambios rápidos de humedad y saturación.

El conocimiento de la génesis de estos suelos y su distribución en la zona, permiten comprender y diferenciar las características geotécnicas de ellos y su comportamiento cuando son sometidos a lluvias, variaciones bruscas de temperatura y estados de carga para diferentes condiciones de ensayo.

El presente trabajo de título tiene como objetivo caracterizar geológica y geotécnicamente algunos afloramientos del batolito de la costa, determinando los parámetros que permitan evaluar su comportamiento frente a los factores ya mencionados. Para ello, se desarrolla una metodología para realizar un análisis de estabilidad en los taludes seleccionados en la Ruta 68, próximos a zonas de ocurrencia de deslizamientos en los que a determinadas profundidades, aparece un material arcilloso denominado “maicillo”.

El estudio de estabilidad de taludes no es el convencionalmente adoptado en suelos, sino que debe adaptarse a los rasgos característicos de estos suelos residuales. Donde el complejo régimen hidrogeológico, la humedad ambiental y las temperaturas, sumado a las características geológico-geotécnicas, la topografía escarpada y las demás condiciones ambientales, restan estabilidad al talud.

## AGRADECIMIENTOS

Gracia auxiliadora porque durante toda mi vida me tuviste bajo tu manto protector.

Gracia Papas porque por ustedes he llegado hasta aquí, desde pequeña me enseñaron que el esfuerzo y trabajo duro son mas importantes que el talento o habilidad que uno tenga.

Gracia a mis amigos por estar a mi lado, brindándome su compañía y alegría.

Gracia profesor Claudio porque usted hizo que este fuera un proceso de crecimiento y un descubrir que este es solo el comienzo de muchos planes y anhelos futuros.

Gracia Profesora Sofia y Profesor Pedro por entregar sus conocimientos, tiempo y dedicación a este trabajo.

Gracia Profesor Nelson Z. Porque su cariño a la educación de los jóvenes me permitió conocer en una escuela de verano 2001 que mi futuro estaba aquí , me permitió conocer lo bello y lindo de enseñar, me ayudo a crecer como persona y me permitió descubrir que siempre puedo dar mas.

Gracias Alita y Andrés por depositar tanta confianza en Rodrigo y en mi, es una de las cosas mas bellas que me ha pasado en la vida.

Siento que no merezco tantas bendiciones.

# ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>1</b>
<b>INTRODUCCION</b> .....	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES GENERALES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 <i>Objetivo General</i> .....	2
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i> .....	2
1.3 RESULTADOS ESPERADOS .....	2
<b>METODOLOGÍA</b> .....	<b>3</b>
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>4</b>
<b>CARACTERISTICAS GEOLOGICAS</b> .....	<b>4</b>
3.1 ANTECEDENTES GENERALES.....	4
3.2 ZONA DE VALPARAISO .....	6
3.3 DE LA GEOLOGÍA A LA INGENIERIA .....	7
LA ARCILLA .....	10
3.4 ¿QUÉ SE ENTIENDE POR SUELO RESIDUAL? .....	13
3.5 ZONA ESTUDIADA .....	13
3.6 DESCRIPCION GEOLOGICA.....	16
3.6.1 <i>Geología local km 98,300</i> .....	16
3.6.1.1 Descripción.....	17
3.6.1.2 Registro Fotográfico .....	17
3.6.2 <i>Geología local km 105,400</i> .....	20
3.6.2.1 .Descripción.....	20
3.6.2.2 .Registro Fotográfico .....	20
3.6.3 <i>Geología local km 100,800</i> .....	23
3.6.3.1 Descripción.....	23
3.6.3.2 Registro Fotográfico .....	23
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	<b>26</b>
<b>PROPIEDADES INDICE Y DE INGENIERIA</b> .....	<b>26</b>
4.1 MARCO TEORICO .....	26
4.1.1 <i>Humedad natural</i> .....	26
4.1.2 <i>Límites de Atterberg</i> .....	26
4.1.3 <i>Peso Específico</i> .....	27
4.1.4 <i>Densidad Natural Seca del Suelo</i> .....	27
4.1.5 <i>Granulometría</i> .....	27
4.1.6 <i>Índice de Vacío</i> .....	28
4.2 REALIZACION DE LOS ENSAYOS .....	28
4.2.1 <i>Humedad natural</i> .....	28
4.2.2 <i>Límites de Atterberg</i> .....	29
4.2.3 <i>Peso Específico</i> .....	30
4.2.4 <i>Densidad Natural Seca del Suelo</i> .....	31
4.2.5 <i>Granulometría</i> .....	31

4.3	RESULTADOS OBTENIDOS.....	32
4.3.1	<i>Humedad natural</i> .....	32
4.3.2	<i>Límites de Atterberg</i> .....	32
4.3.3	<i>Peso Específico</i> .....	33
4.3.4	<i>Densidad Natural Seca del Suelo</i> .....	33
4.3.5	<i>Granulometría</i> .....	34
4.3.6	<i>Índice de Vacío</i> .....	34
4.4	DISCUSIÓN.....	35
4.4.1	<i>Humedad natural</i> .....	35
4.4.2	<i>Límites de Atterberg</i> .....	35
	Límite Líquido.....	35
	Límite Plástico.....	36
4.4.3	<i>Peso Específico</i> .....	37
4.4.4	<i>Densidad Natural Seca del Suelo</i> .....	37
4.4.5	<i>Granulometría</i> .....	37
4.4.6	<i>Índice de Vacío</i> .....	38
<b>CAPÍTULO 5</b> .....		<b>39</b>
<b>PLANOS DE DEBILIDAD EN EL TALUD Y RESISTENCIA AL CORTE DEL MAICILLO EN EL KM 98.300</b> .....		<b>39</b>
5.1	ANTECEDENTES GENERALES.....	39
5.2	ANISOTROPIA .....	40
5.3	PLANOS DE DEBILIDAD .....	41
5.3.1	<i>Antecedentes Generales</i> .....	41
5.3.2	<i>Descripción de los Desprendimientos</i> .....	42
5.4	RESISTENCIA AL CORTE .....	45
5.4.1	<i>Marco Teórico</i> .....	45
5.4.2	<i>Realización del Ensayo</i> .....	47
5.4.2.1	Material Utilizado.....	48
5.4.3.2	Preparación de la Muestra .....	49
5.4.3.3	Procedimiento de Ensayo .....	49
5.4.3	<i>Resultados Obtenidos</i> .....	51
5.4.4	<i>Influencia de la Meteorización en las Propiedades Mecánicas</i> .....	60
5.4.5	<i>Comentarios acerca de la Permeabilidad en suelos Residuales</i> .....	60
5.4.5.1	Permeabilidad de la Roca Matriz.....	61
5.4.5.2	Permeabilidad del Macizo Diaclazado .....	63
<b>CAPÍTULO 6</b> .....		<b>64</b>
<b>DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES</b> .....		<b>64</b>
6.1	COMO ENFRENTAR EL ESTUDIO DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES .	64
6.2	DISCUSION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS .....	66
6.2.1	<i>Propiedades Índice y de Ingeniería</i> .....	66
6.2.2	<i>Esfuerzo de Corte</i> .....	68
6.2.3	<i>Inestabilidades Superficiales y Másicas de taludes de Corte</i> .....	70
6.3	CONCLUSIONES .....	76
6.4	ORIENTACION PARA FUTUROS ESTUDIOS DE INVESTIGACIÓN EN SUELOS RESIDUALES.....	77
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....		<b>78</b>

<b>ANEXO A: TABLAS .....</b>	<b>79</b>
CAPITULO 3 .....	79
CAPITULO 4 .....	82
CAPITULO 5 .....	86
CAPITULO 6 .....	96
<b>ANEXO B: GRÁFICOS Y DATOS .....</b>	<b>100</b>
CAPITULO 5 .....	100

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCION

### 1.1 ANTECEDENTES GENERALES

En Chile se observan suelos distintivos, tales como grava de depósitos fluviales, cenizas volcánicas (pumicita y trumao), mazacote en el extremo austral y suelos salinos en el Norte Grande, todos ellos con características propias que los llevan a diferenciarse de los suelos sedimentarios convencionales. Los suelos residuales se ubican en este grupo, ya que no pueden ser evaluados en los términos convencionales de los suelos sedimentarios.

Por otra parte, el desarrollo vial ha obligado a intervenir estos depósitos naturales con taludes cada vez más elevados, los cuales deben resistir solicitaciones crecientes sobre estos materiales naturales. Es frecuente encontrar problemas de fallas en taludes de suelos residuales, los cuales son caracterizados por sus singularidades.,

Este trabajo se concentra en el estudio de en los taudes de los suelos residuales del batolito costero en la ruta 68, específicamente en los sectores donde se han manifestado inestabilidad de diferentes tipos.

Paralelamente a este estudio, los mismos sectores aquí seleccionados, han sido analizados y estudiados por la estudiante de geología Katherine Toro a través de la memoria de título “INFLUENCIA DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS EN LAS PROPIEDADES GEOTECNICAS DE GRANITOIDES JURASICOS Y SUELOS ASOCIADOS EN LA RUTA 68” guiada por la profesora Sofía Rebolledo, la cual complementa el presente trabajo de Título.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo General

Caracterizar geotécnicamente los suelos residuales del batolito de la Cordillera de la Costa en las cercanías de la Ruta 68 a través del estudio de diferentes sectores.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Definir, muestrear y analizar los planos de debilidad de los taludes seleccionados
- Caracterizar los suelos de los perfiles analizados en sus propiedades-índice y en sus propiedades de ingeniería
- Analizar las características de los deslizamientos observados en cada sector , así como los factores que a través de sus variaciones gatillan estos deslizamientos..

## 1.3 RESULTADOS ESPERADOS

Obtener propiedades de ingeniería en ensayos sobre muestras representativas de las condiciones mas desfavorables, así como de la matriz de los suelos residuales, permitiendo entregar parámetros a ser utilizados en análisis de estabilidad..

Proponer para análisis y discusión a partir de toda la información recopilada y ensayos realizados en cuanto a la unidad geológica y las condiciones mas desfavorables en el talud que permitan entregar parámetros útiles en el estudio de estabilidad.

## CAPÍTULO 2

### METODOLOGÍA

La metodología seguida en el presente trabajo consistió de las siguientes etapas:

- En una visita conjunta con el grupo de geología, se seleccionaron en la Ruta 68 sectores correspondientes a perfiles representativos caracterizados por fallas de diferentes tipos. .
- Se observaron y describieron las estratigrafías detalladas de cada perfil
- Se extrajeron muestras de los suelos que constituyen la matriz de cada horizonte, así como material inalterado con inclusión de planos de debilidad heredados de la roca madre.
- Con las muestras obtenidas se realizaron ensayos de laboratorio para obtener las propiedades índice y de ingeniería además de la resistencia al corte en la zona
- Del análisis de los resultados obtenidos, se propone una metodología de campo y laboratorio para el estudio de perfiles de taludes en estos suelos orientada a estudiar las propiedades representativas de estos suelos.
- Dada la complejidad del problema, se sugerirán temáticas a ser estudiadas en etapas futuras.

## CAPÍTULO 3

### CARACTERISTICAS GEOLOGICAS

#### 3.1 ANTECEDENTES GENERALES

La zona de estudio esta localizada en la Ruta 68, emplazada en la Cordillera de la Costa. La Cordillera de la Costa es una de las Unidades Geomorfológicas que posee nuestro país, con un origen geológico más antiguo que el de la Cordillera de los Andes. Se inicia en el morro de Arica, en la I Región de Tarapacá y acaba internándose en el océano Pacífico en la península de Taitao, en la XI Región de Aisén del General Carlos Ibáñez del Campo.

Si bien este cordón montañoso es interceptado por numerosos ríos que nacen de la Cordillera de los Andes, el no desaparece hasta la Cordillera de Nahuelbuta, alrededor de los 38° 30' de latitud Sur, continuando luego en forma intermitente en las cordilleras Pelada, del Sarao, del Piuché y de Pirulil, en la Isla de Chiloé. Al sur de esta isla sólo emergen las cumbres de lo que fue la cordillera en las islas del archipiélago de los Chonos.

Las alturas máximas de la Cordillera de la Costa se encuentran en la sierra Vicuña Mackenna (3.000 m.s.n.m), en la Zona Central con los Altos de Cantillana (2.318 m.s.n.m.), El Roble (2.222 m.s.n.m.) en Caleu (2.204 m.s.n.m.), Vizcachas (2.108 m.s.n.m.) y La Campana (1.910 m.s.n.m.) A diferencia la Cordillera de Los Andes tiene alturas superiores a los 2000 m.s.n.m. pero en el Norte Chico se ve disminuida por la presencia de los valles transversales.

La Cordillera de la Costa en la X Región de Los Lagos, representa uno de los últimos remanentes de bosques costeros en la Ecorregión Valdiviana, donde se caracteriza por la diversidad de especies vegetales y animales.<sup>1</sup>

---

<sup>1</sup> Atlas Instituto Geográfico Militar

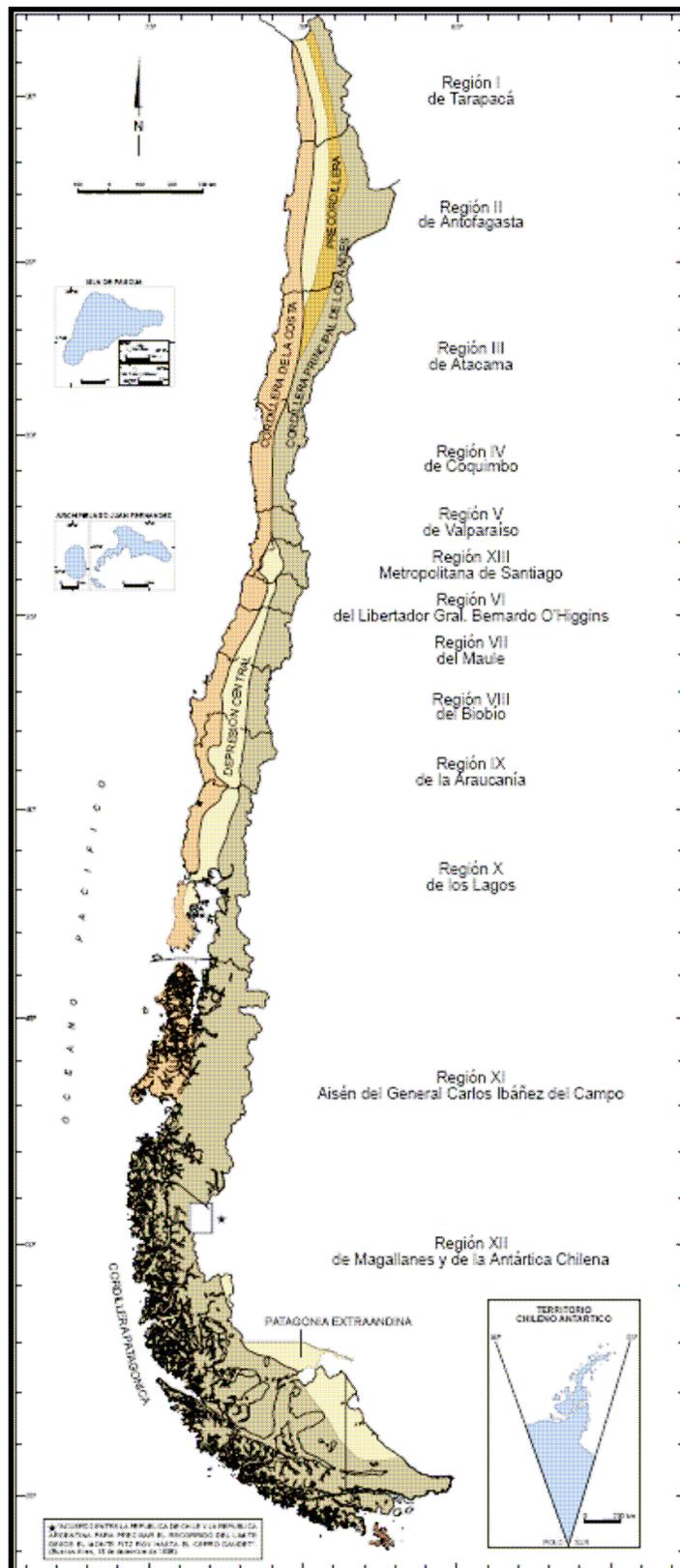


Fig 1 “Dominios morfoestructurales y división político administrativa”<sup>2</sup>

<sup>2</sup> Mapa Geológico de Chile

### 3.2 ZONA DE VALPARAISO

La región estudiada se caracteriza por formas topográficas que indican una típica costa de regresión. Los rasgos geomorfológicos más característicos son: terrazas de abrasión marina y de depositación, cliff o acantilados costero y profundas quebradas asociadas a las terrazas. El acantilado está interrumpido por playas de arena. Así, al Noreste del estero Marga - Marga predominan una terraza, la que esta conformada por principalmente por abrasión marina, de gran extensión, labrada mayoritariamente en roca gneisicas de la terraza principal, encontrándose solo escasos depósitos sedimentarios en ella. Estos depósitos son probablemente esturiales y están compuestos por materiales muy heterogéneos que varían entre conglomerados y arcilla. Los esquistos y anfibolitas podrían ser producto de metamorfismos regional de arenisca y lava andesitita.

Las rocas han experimentado en parte un tectonismo muy intenso siendo afectadas por diaclasas en todas direcciones y por un importante sistema de fallas de direcciones noreste, común a esta parte de la costa de Chile. El valle del estero Marga-Marga está controlado por la falla del mismo nombre que ha levantado el bloque al suroeste de él, con respecto al bloque opuesto. Entre los Cerro Barón y Placeres de Valparaíso, también pasa una falla de dirección Noreste que ha producido problemas geotécnicos.

También debe tenerse en consideración que las abrutadas pendientes de las numerosas quebradas están sujetas a deslizamientos. Las rocas graníticas se encuentran, en general, profundamente meteorizada y son erosionadas con rapidez por las aguas lluvias en la época de invierno.

El material que se presenta bajo la corteza meteorizada se denomina comúnmente maicillo, en este material se han ejecutado varias obras tales como cortes en el terreno , caminos , suelo de fundación y otros

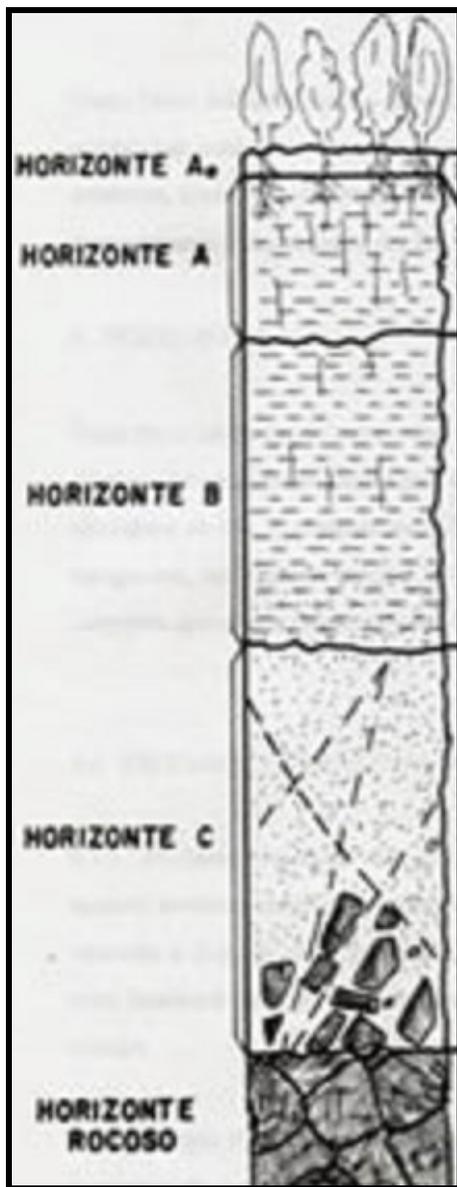
La roca fresca aflora escasamente en el área estudiada en comparación con otros grupos de suelo de fundación, habitualmente está cubierta por una capa gruesa de roca meteorizada. Se encuentra una pared casi vertical de la costa, en algunas pendientes fuertes de las quebradas profundas, y en pocos casos, en cortes profundos de algún camino.

Al realizar trabajos técnicos de excavación en los que se produce una alteración de la tensión natural de equilibrio , por ejemplo en la construcción de túneles y galerías o cortes profundos para caminos , a menudo se pueden producir movimientos en los planos de estratificación y de fractura, los que pueden ocasionar derrumbes y deslizamientos de rocas. Son peligrosas las pendientes en las zonas de fractura y las áreas con estratificación paralela a la pendiente.

Para complementar esta información en el anexo A se detalla lo mencionado en la carta Geológica Valparaíso – Curacaví con respecto al tipo de roca en la zona (Roca Metamórfica).

### 3.3 DE LA GEOLOGÍA A LA INGENIERIA

La mecánica de suelos es la aplicación de la mecánica a los problemas geotécnicos . La estructura del suelo puede ser natural (la del suelo “in situ”) como un talud, canal en tierra o artificial (suelo como material de construcción), como un terraplén o relleno.



Humus: Suelo arcilloso color café oscuro – negro, plasticidad baja.

Completamente descompuesto, fábrica textural y estructura. Zona de acumulación. Inicia control estructural.

Altamente descompuesto, fabrica textural y estructura. Zona de acumulación. Inicia control estructural.

Parcialmente descompuesto, fabrica estructura heredada. Falla planar, en cuña o por caída.

Roca sana, fabrica estructura heredada. Falla planar , en cuña o por caída.

*Fig 2 “Perfil del suelo (en geotecnia). El perfil geotécnico se describe con cinco horizontes, del E en la base al A<sub>0</sub> en la superficie, pudiendo en ocasiones estar el perfil incompleto, por faltar en el algún horizonte”*

Las etapas de formación desde el horizonte E al C

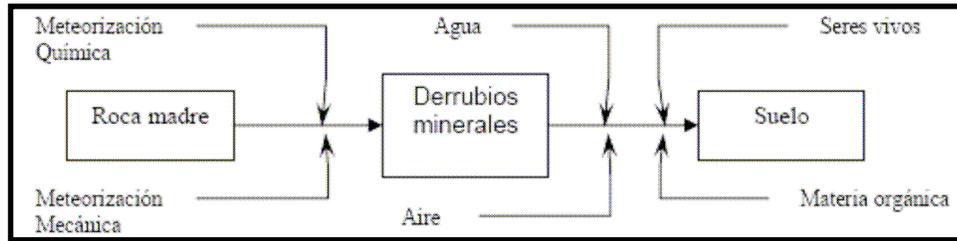


Fig 3 “Etapas y procesos en la formación del suelo”

Los factores de formación y evolución del Suelo (F.F.E.S) son cinco:

- Material parental: Permeabilidad y constituyen minerales de la rocas madre
- Tiempo: El climax puede ser de decenas a miles de años
- Topografía: Pendientes, drenajes, orientación de la ladera y barreras topográficas
- Formadores biológicos: Micro y macro fauna como fuente de humus
- Clima: Temperatura, balance hídrico, intensidad de acción y velocidad de proceso

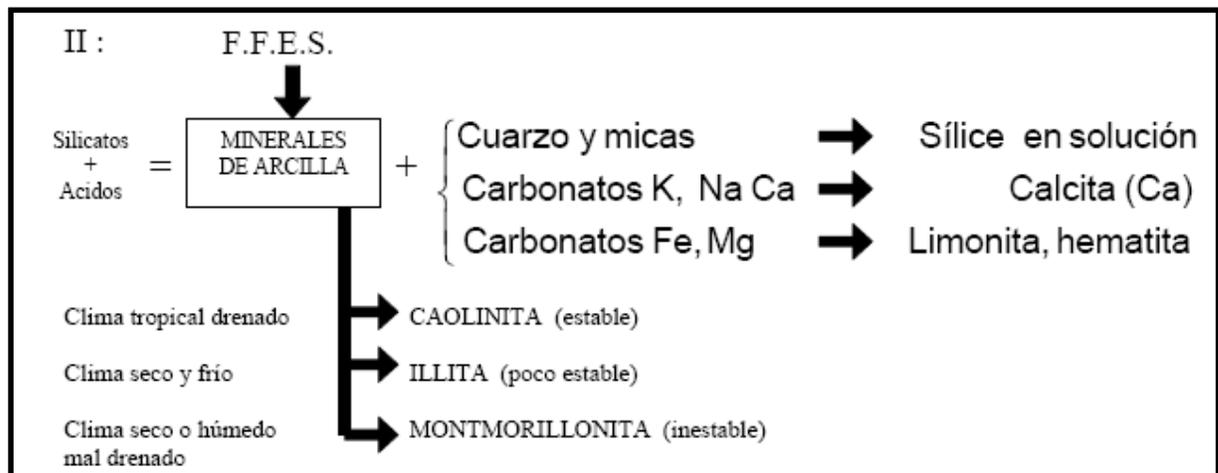


Fig 4 “Etapas y factores de formación de las arcillas”

Los taludes y los coluviones son depósitos de laderas; el talud es clastotransportado y el coluvión es matriz soportado. Ambos están en la ladera convexa donde se da la reptación. La ladera rectilínea es denudativa y exhibe los horizontes E y C

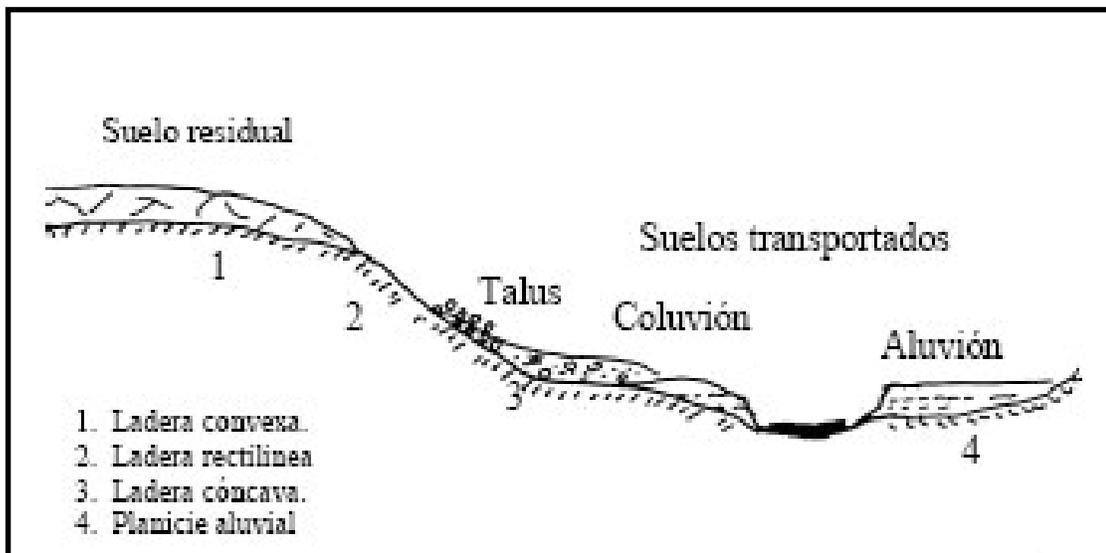


Fig 5 “Distintos tipos de formaciones de suelo”

## LA ARCILLA

Son grupos minerales definidos, como caolinita, illita y montmorillonita, donde participan estructuras octaédricas y tetraédricas. La arcilla, como el humus, posee propiedades coloidales. Las arcillas, en el sentido mineralógico, son cristales microscópicos cuyos átomos están dispuestos en planos.

Al interior de una trama de átomos de oxígeno, cuyas esferas iónicas son voluminosas, se encuentran cationes de sílice (Si) y aluminio (Al). Si el volumen lo permite, cationes de hierro (Fe), magnesio (Mg), calcio (Ca) o potasio (K) reemplazan al sílice (Si) y al aluminio (Al).

Las arcillas tienen una capacidad de intercambio iónico grande. Otros iones diferentes a los enunciados pueden completar las capas y unirlos, y también, las cargas eléctricas libres pueden ser equilibradas por iones intercambiables.

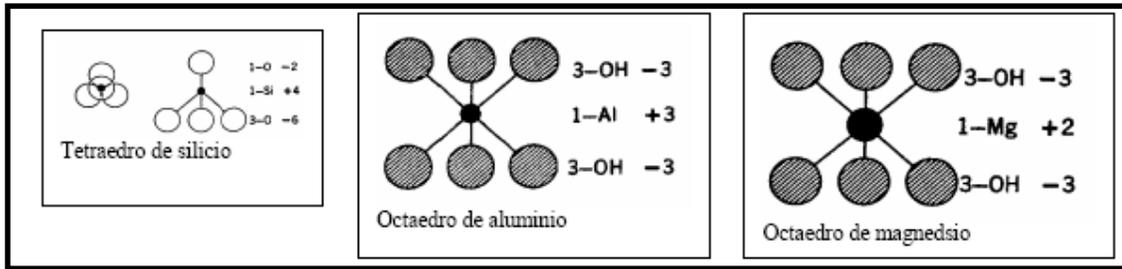


Fig 6 “Tres unidades estructurales básicas y radios iónicos Gibsita: (G) Lámina de alúmina, fruto de la combinación de octaedros de aluminio (Al).Brucita: (B) Lámina hidratada, fruto de combinar octaedros de magnesio (Mg).Láminas de sílice: Tetraedros ( $SiO_4$ ) de sílice dispuestos en lámina. Ver trapecios.Las arcillas 1:1 son arreglos de octaedro G o B (rectángulo) y Tde Silicio ( trapecio)Las arcillas 2:1 son 2 tetraedros de silicio y en medio de ellos un octaedro G o B”

**Caolinitas:** Principal grupo de arcillas que presenta baja capacidad de intercambio, 10 – 12 me (miliequivalentes) cada 100 gr, y con dos capas de cationes, las llamadas arcillas 1:1 (capa tetraédrica más capa octaédrica de alúmina hidratada). El arreglo, que se repite indefinidamente da una carga eléctrica neutra del mineral caolinita, cuya estructura no es expansiva, por no admitir agua en sus retículos. Estas arcillas son moderadamente plásticas, de mayor permeabilidad y mayor fricción interna. Del grupo son: HALOISITA, CAOLINITA (por definición), ENDELLITA, DICKITA, ALOFANO, NACRITA Y ANAUXITA. La haloisita, aunque tiene la misma fórmula del caolín, contiene moléculas extra dentro de su estructura. En la figura 7 Gibsita =  $SiO_4$  (En la “Carta de Plasticidad” las caolinitas están bajo la línea A = limos).

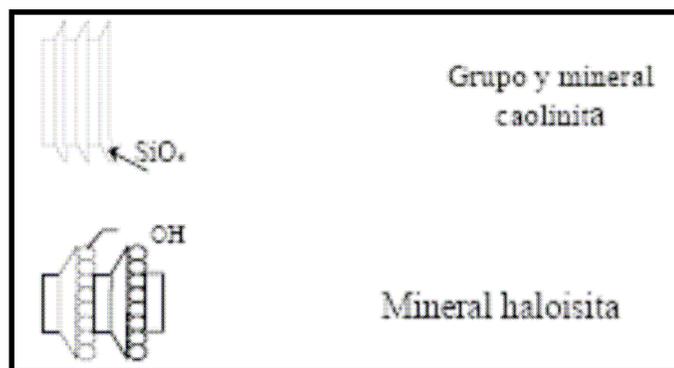


Fig 7 “Estructuras básicas y radios iónicos”

**Illita:** Es una arcilla 2:1, cuya capacidad de intercambio es de unos 40 me/100gr, lo que las hace algo expansivas. Las láminas de alúmina están entre dos láminas de SiO<sub>4</sub>, y estas se ligan por iones de potasio, que le dan cierta estabilidad al conjunto. La actividad de la illita es 0,9, de la caolinita es de 0,38. El coeficiente de fricción interno y la permeabilidad son menores que en la caolinita y mayores que en la montmorillonita.

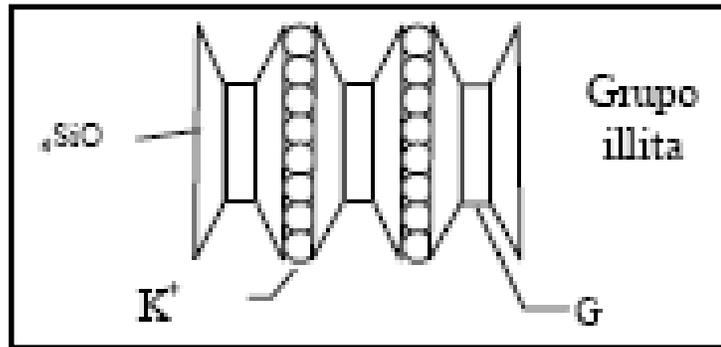


Fig 8 "Estructura de la Illita"

**Montmorillonita:** Arcilla 2:1 cuya capacidad de intercambio es de unos 120 me/100gr, lo que las hace muy expansivas. Entre las dos láminas de sílice se encuentra una brucita o una gibsita, y este arreglo se repite indefinidamente. La unión entre minerales individuales es débil, por lo cual el agua se inserta, introduciendo n moléculas para producir el hinchamiento del suelo. Además de ser expansiva, la montmorillonita es muy plástica y se contrae al secarse, mejorando su resistencia y haciéndose impermeable. La actividad de la montmorillonita es de 7,2. Entre las montmorillonitas tenemos: La MONTMORILLONITA (por definición), HECTORITA, SAPONITA, BEIDELLITA, SAUCONITA, TALCO, PORFILITA y NONTRONITA.

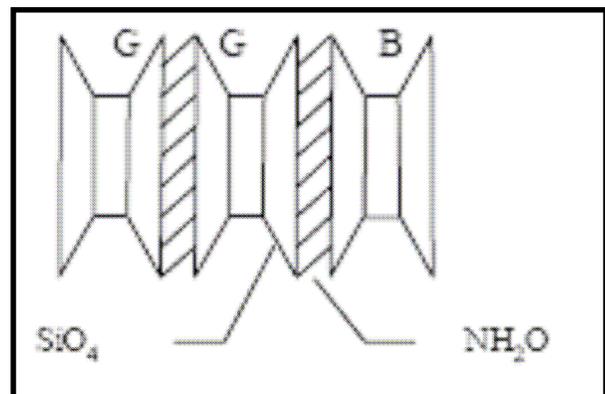


Fig 9 "Grupo de la montmorillonita (puede tener Brucita)"

**Bentonitas:** Suelos montmorilloníticos altamente plásticos y altamente expansivos, de grano tan fino que al tacto es jabonoso (sí es húmedo). Se utilizan para cellar fugas en depósitos y canales.

### 3.4 ¿QUÉ SE ENTIENDE POR SUELO RESIDUAL?

Es un suelo derivado de la meteorización y descomposición de la roca in situ, Este material no ha sido transportado de su localización original y mantiene los planos de debilidad de la roca a determinadas profundidades. El espesor de las capas de suelo residual varía con la edad, porcentajes de impurezas y la intensidad de la meteorización que a su vez depende del clima y la pluviometría.<sup>3</sup>

Como características de los suelos residuales pueden mencionarse las siguientes (Brand, 1985):

1. No pueden considerarse aislados del perfil de meteorización, del cual son solamente una parte componente. Para definir su comportamiento y la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos, pueden ser más importantes las características del perfil que indican la dirección de que las propiedades del material en si .
2. Son generalmente muy heterogéneos y difíciles de muestrear y ensayar.
3. Generalmente, poseen zonas de alta permeabilidad, lo que los hace muy susceptibles a cambios rápidos de humedad y saturación.

### 3.5 ZONA ESTUDIADA

Se escogieron tres puntos para ser estudiados. Cada uno de ellos representa una unidad intrusiva particular, los cuales son:

---

<sup>3</sup> Suelos Residuales Tropicales

*Tabla N°1 “Ubicación zonas estudiada”*

Lugar de Estudio	Coordenadas UTM	Unidad Intrusiva que Aflora
Km 98 (Placilla)		Jp
Km 100,800	262194/6334363	Js
Km 105,400	259761/6337923	Jlv

Para ubicar esta zona se presenta en el anexo B el mapa geológico de Chile indicando cual es la zona del batolito costero y en el anexo A se detalla lo que menciona la carta geológica de Valparaíso – Curacavi acerca de las unidades intrusivas de estos lugares visitados.

A continuación se muestra el mapa geológico de la zona de Valparaíso ubicando los lugares donde se obtuvieron las muestras.

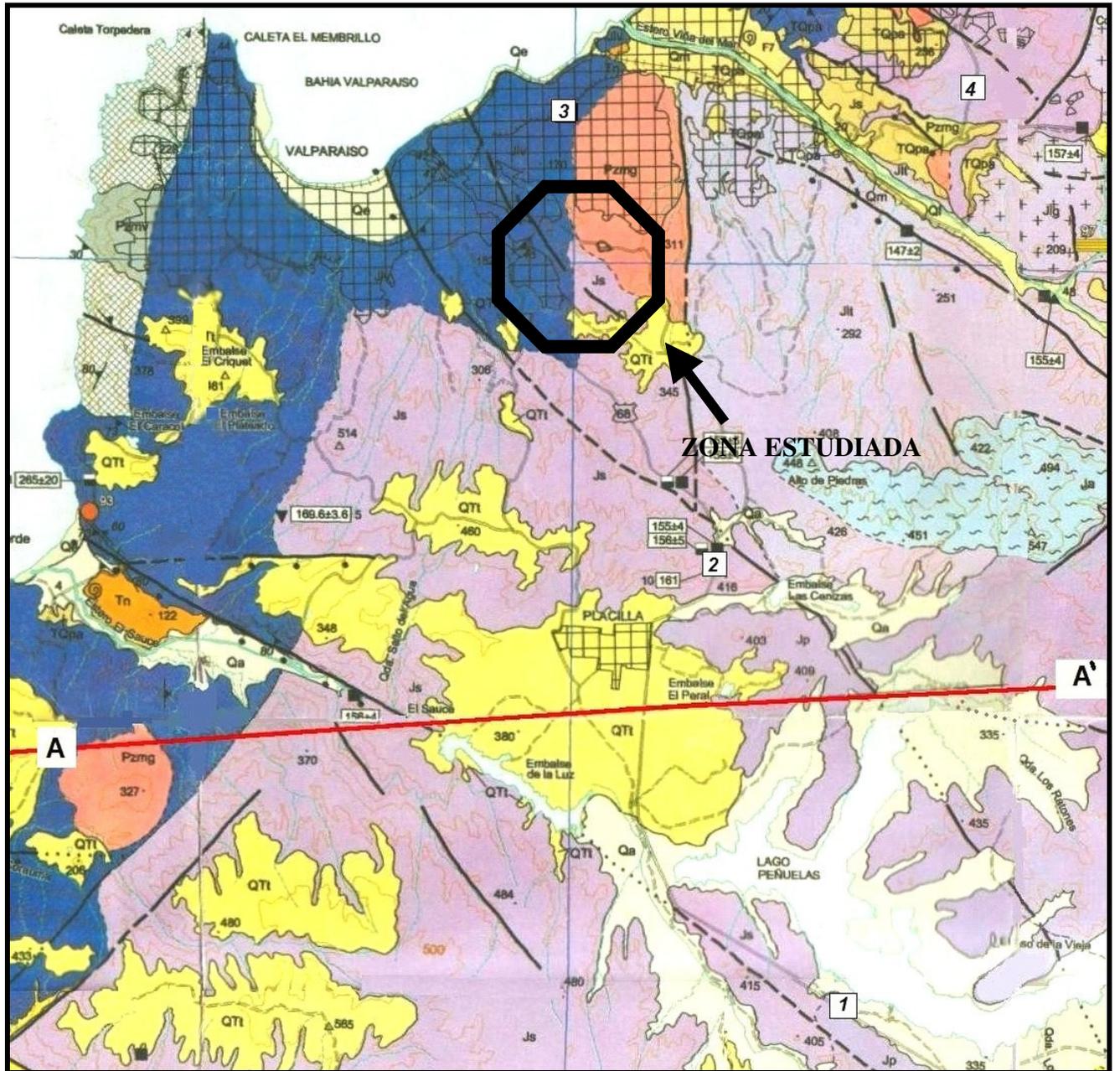


Fig 11 “Mapa Geológico de la zona estudiada”

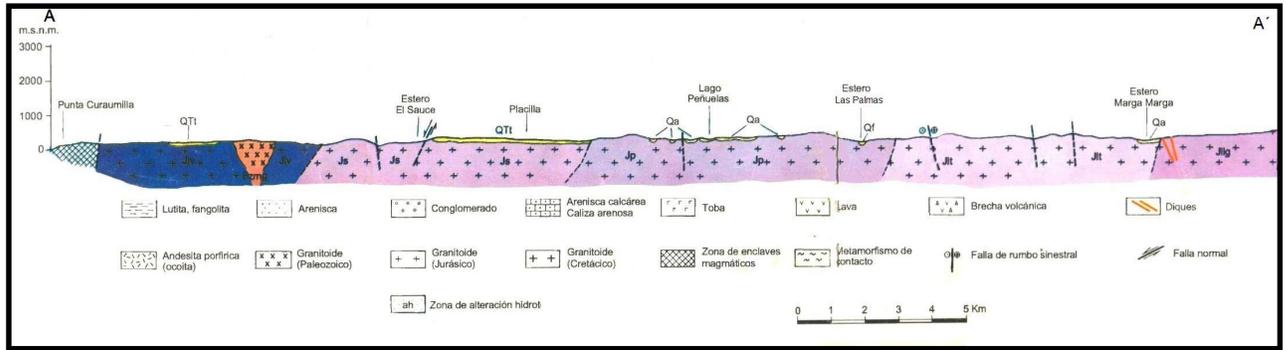


Fig 12 “Perfil estratigráfico de la zona estudiada”

### 3.6 DESCRIPCION GEOLOGICA

El área de estudio esta localizada en la V Región de Valparaíso, a lo largo de la Ruta 68. En la zona se obtuvieron seis muestras de suelo de tres sectores diferentes, para representar de mejor forma las características geológicas del sector. En la tabla N°2 se presenta la denominación asignada a cada tipo de muestra y el lugar de donde se obtuvieron.

Tabla N°2 “Ubicación Muestras”

Nombre de Muestra	Ubicación	Numero de muestras
M1 Sector Placilla	98,300	3
M2	105,400	2
M3	100,800	1

#### 3.6.1 Geología local km 98,300

Se observa que el talud está conformado por una roca de grano grueso muy meteorizada con venas de cuarzo. La roca se disgrega al apretarla con la mano.

Se aprecian zonas donde existen deslizamientos de algunos bloques a través de las fracturas, algunas rellenas con cuarzo y arcilla. Las discontinuidades largas y planas condicionan los deslizamientos principales.

Roca con mucha biotita. Muchas estructuras paralelas a la ladera trabajando en tracción. Ligera foliación paralela a estas estructuras. Hacia arriba del perfil el suelo es más rojizo por meteorización más intensa.

#### 3.6.1.1 Descripción

Compuesto principalmente por cristales y una moderada cantidad de cuarzo, roca equigranular puesto que todos los cristales tiene un tamaño similar. Estos cristales son observables a simple vista (tamaño grueso), la forma de éstos es panidioforme (los cristales presentan caras propias).

La distribución y orden de los cristales dentro de la roca es homogénea sin ninguna característica especial salvo la extracción de la tercera muestra la cual es un material más rojizo, con mezcla de clastos y arcilla (material transportado), la orientación espacial de los cristales y agregados policristalinos dentro de la roca es planar .

#### 3.6.1.2. Registro Fotográfico

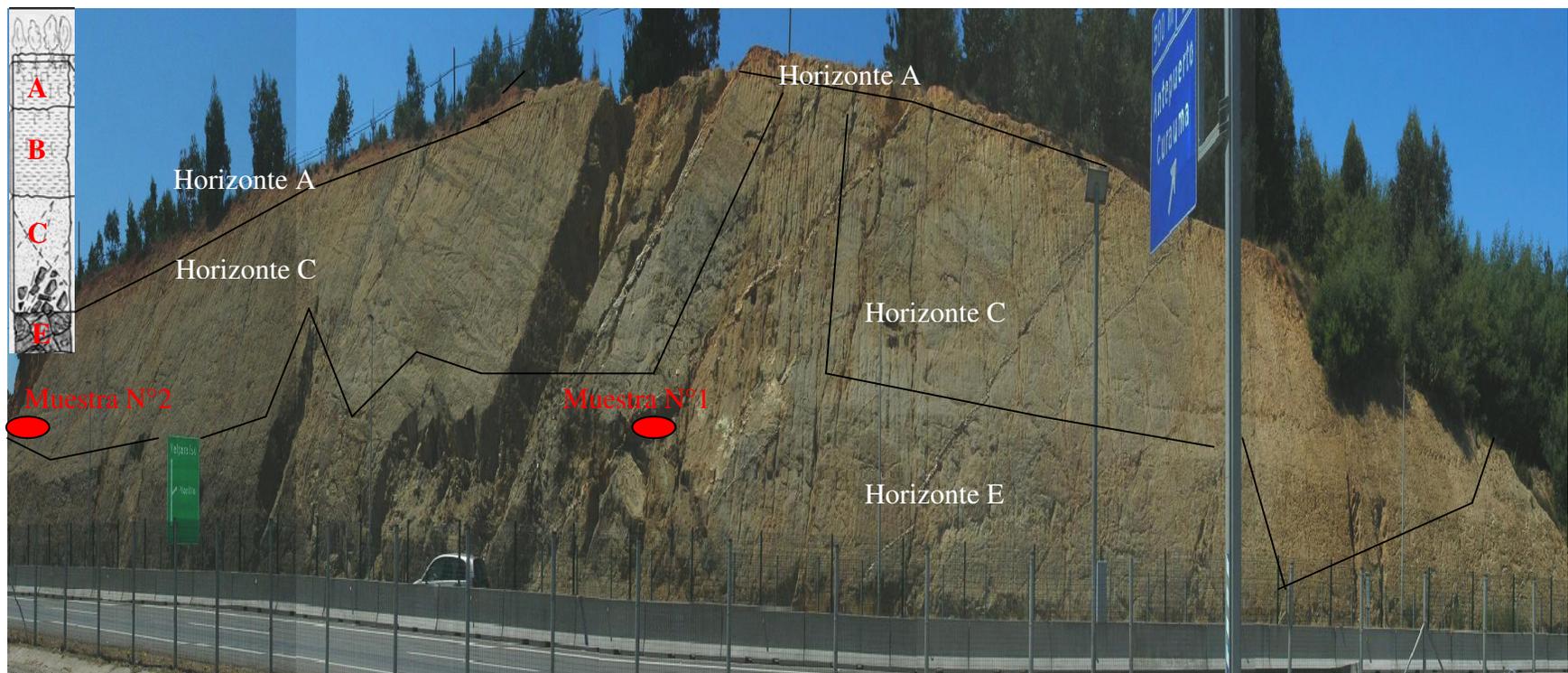


Fig 13 “ Estratigrafía del talud en el km 98.300 y puntos de extracción de las muestras”



*Fig 14: "Muestra N°1 del Km 98.300"*



*Fig 15: "Muestra N°2 del Km 98.300"*

### **3.6.2 Geología local km 105,400**

Talud de gran altura, roca con zonas muy meteorizadas. Presencia de diaclasas y vetillas, se aprecian algunos planos de falla bien definidos. Diaclasas largas y planas sub-horizontales hacia el talud.

#### 3.6.2.1 .Descripción

En cuanto a su textura, se aprecia un alto contenido de cristales (mayor al 90% en volumen de cristales) y un bajo contenido de cuarzo, el tamaño de estos cristales es muy similar, por lo que se puede hablar de una roca equigranular, estos cristales son visibles a simple vista.

Los granos varían aproximadamente entre 2 y 5 mm (grano medio), todos los cristales presentan sus propias caras y estos están ordenados de forma homogénea. La alineación de los minerales dentro de la roca es planar.

#### 3.6.2.2 .Registro Fotográfico

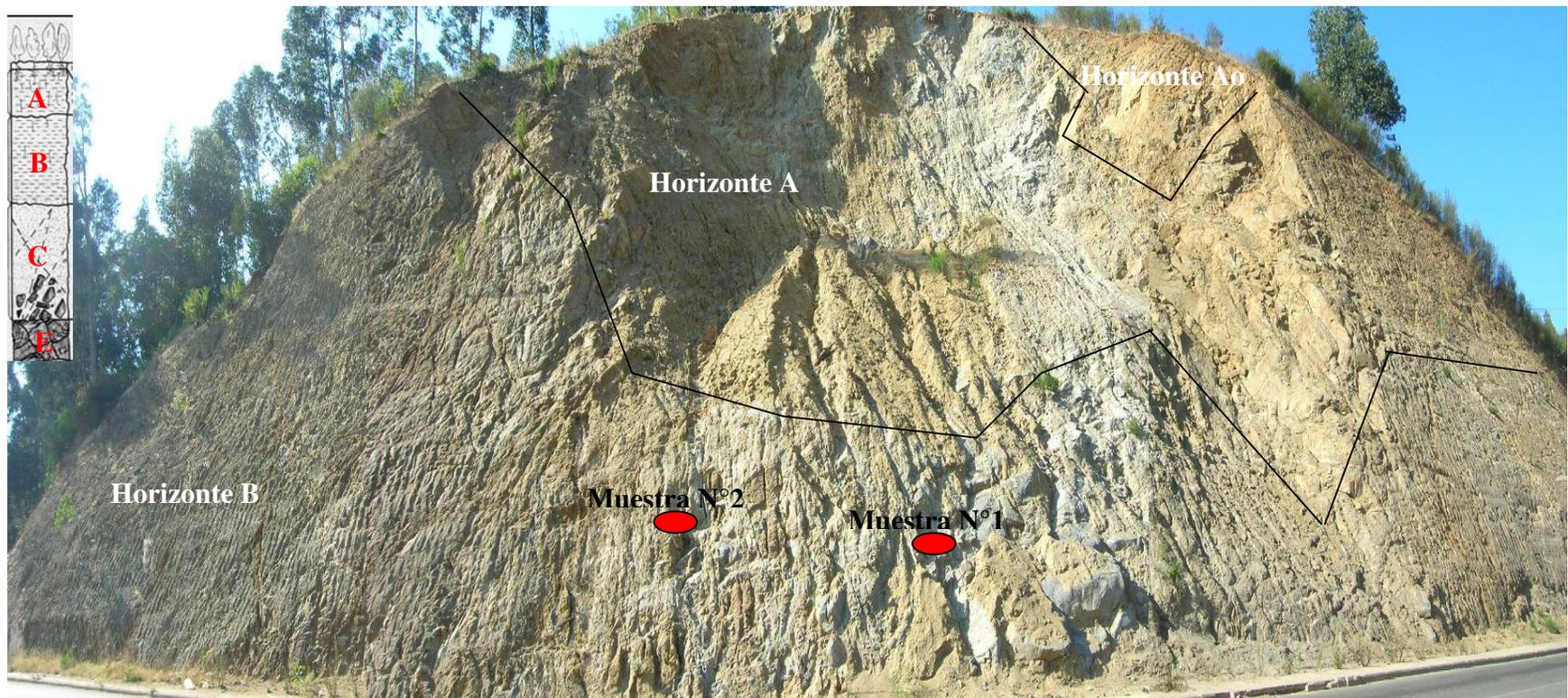


Fig 16“Estratigrafía del talud en el km 105.400 y puntos de extracción de las muestras”



*Fig 17: "Muestra N°1 del Km 105.400"*



*Fig 18: "Muestra N°2 del Km 10.,400"*

### **3.6.3 Geología local km 100,800**

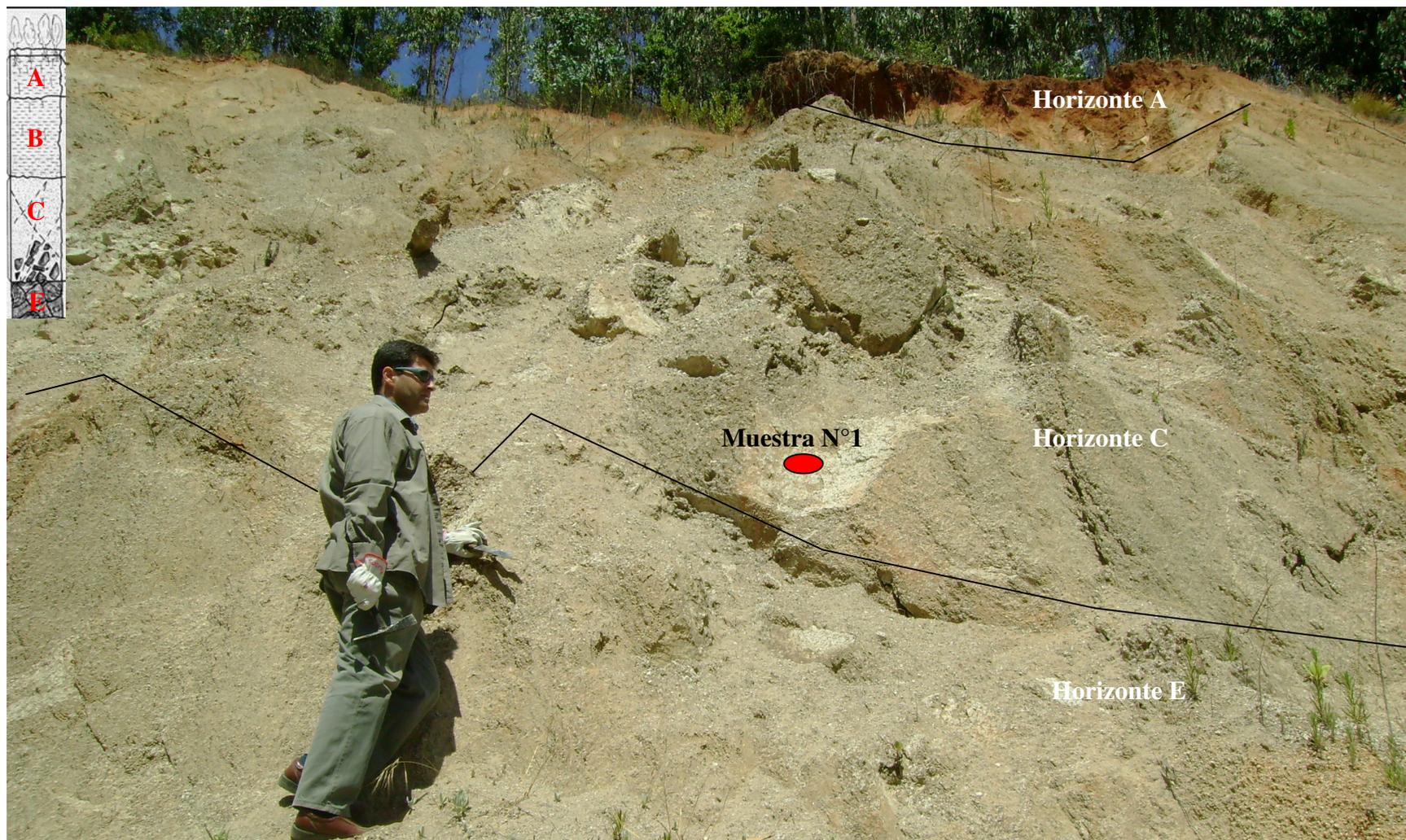
Talud de gran altura con deslizamientos, especialmente en la vereda Nororiente. Se presentan árboles deslizados. Se aprecia maicillo a roca meteorizada, siempre inestable por discontinuidades (en todos los puntos). Suelo y roca cizallada.

#### 3.6.3.1 Descripción

Roca compuesta totalmente por cristales (prácticamente ausencia de vidrio), es decir, roca holocristalina. El tamaño relativo de estos cristales es uniforme y son visibles a simple vista. De tamaño de grano grueso, la forma de los cristales es panidiomorfica, lo que significa que todos los cristales presentan caras propias pero porosas. Característica propia de la meteorización.

Gran cantidad de cuarzo distribuido en forma homogénea al igual que la mayoría de los cristales, la orientación es uniforme.

#### 3.6.3.2 Registro Fotográfico



*Fig 19 “ Estratigrafía del talud en el km 100.800 y punto de extracción de la muestra”*



*Fig 20: "Muestra N°1 del Km 100.800"*

# CAPÍTULO 4

## PROPIEDADES INDICE Y DE INGENIERIA

Para una caracterización adecuada se definieron las siguientes propiedades a estudiar:

- Humedad natural. (  $W$  )
- Limite de Atterberg: Límite Líquido,(WL), Límite Plástico. (WP)
- Peso Especifico. (Gs)
- Densidad Natural seca del suelo. (  $\gamma_d$  )
- Granulometría.
- Índice de vacio.

La variabilidad de las propiedades índices del maicillo depende del grado de meteorización en que se encuentre éste. Es decir, podemos encontrar maicillos que varían desde arenas limosas con plasticidad baja a nula hasta arenas arcillosas con plasticidad media.

### 4.1 MARCO TEORICO

#### 4.1.1 Humedad natural

Este ensayo busca determinar el contenido de agua (en porcentaje) de la muestra que se tiene para ensayar, lo cual se logra dividiendo el peso de agua por el peso de las partículas sólidas en un elemento de suelo.

#### 4.1.2 Límites de Atterberg

La determinación de estos límites será importante, ya que, se buscarán relaciones o correlaciones del WL, WP, IP (índice de plasticidad) con el resto de los parámetros.

En los proyectos de ingeniería es importante poder determinar WL, WP de un suelo, pues por un lado permite la clasificación de un suelo fino y además, indica el rango de las humedades en el cual el suelo es plástico.

#### **4.1.3 Peso Específico**

La gravedad específica de cualquier sustancia se define como “El peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a cuatro grados Celcius.” Este valor es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo, se utiliza también en el análisis de hidrómetro y es útil para predecir el peso unitario de un suelo. Generalmente este valor se utiliza para clasificar los minerales del suelo.

#### **4.1.4 Densidad Natural Seca del Suelo**

En los suelos pueden encontrarse presente los tres estados de la materia: Sólido, líquido y gaseoso. La relación entre las masas y volúmenes de las diferentes fases ayudan a definir las condiciones del suelo, y a conocer las propiedades y comportamientos físicos.

La densidad seca permite evaluar la cantidad de material sólido por unidad de volumen.

#### **4.1.5 Granulometría**

La granulometría es la determinación más corriente y una de las más importantes que se realizan a un árido y representa la distribución de los tamaños que posee la muestra.

La curva granulométrica es la representación gráfica de la granulometría Y permite dar una visión objetiva de la distribución de tamaños de los granos del árido. Sirve también para comparar visualmente diferentes materiales entre sí además de permitir obtener el módulo de finura del árido.

#### 4.1.6 Índice de Vacío

Los suelos y las rocas no son nunca sólidos o simples. Son cuando menos, sistemas de dos fases: partículas sólidas y un líquido o bien partículas sólidas y un gas. Con frecuencia son sistemas de tres fases: partículas sólidas, un líquido y un gas. El líquido es normalmente agua, y el gas, aire con vapor de agua.

Se llama “porosidad”,  $n$ , a la fracción de volumen ocupada por los poros, tanto si estos están llenos de agua como si lo están de aire o de una mezcla de ambos.

El “índice de poros”,  $e$ , es igual a la razón del espacio ocupado por los poros y el ocupado por las partículas sólidas. Entre ambos coeficientes existen las siguientes relaciones:

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

Los valores  $n$  y  $e$  varían entre límites extenso. En el capítulo de conclusiones se incluyen algunos de estos valores para suelos y rocas típicos tomados de diversas publicaciones para luego ser comparados con los valores que se obtienen de las zonas estudiadas.

La porosidad o el índice de poros de un suelo se hallan a partir de su peso específico seco y del peso específico de las partículas utilizando las fórmulas del anexo A.

## 4.2 REALIZACION DE LOS ENSAYOS

### 4.2.1 Humedad natural

- Se pesa el suelo natural, a esto lo llamamos peso inicial.

- Se somete a proceso de secado (105° o 110°) y se vuelve a pesar, a esto lo llamamos peso final seco.
- Luego la humedad se calcula como :

$$H = \frac{P_i - P_{fs}}{P_{fs}}$$

H : Humedad  
 P<sub>i</sub> : Peso inicial  
 P<sub>fs</sub> : Peso final seco

## 4.2.2 Límites de Atterberg

### 1.- Saturación

El material debe ser tomado de lo que pasa en malla N°40 y se sutura idealmente como mínimo 24 horas.

### 2.- Verificación equipo

Antes de hacer el límite líquido que el aparato de Casagrande se encuentre en óptimas condiciones:

- Se pone el bloque superior de ranurador debajo de la taza de bronce y debe escucharse un leve campanilleo (para verificar la altura de caída).
- La taza no debe tener juego lateral.
- Sus partes no deben estar gastadas.

### 3.- Realización de los ensayos:

#### Límite Líquido

- Se acomoda el material en la taza con la espátula dejándolo horizontal y paralelo a la base.
- Se pasa el ranurador separando la masa de suelo (máx.2 veces).

- Se empieza a golpear (contando los golpes), hasta que la ranura cierre una longitud de 1.3 cm. aprox.
- Se toma la muestra de suelo de la franja que se cerro (sólo se toman muestras de las determinaciones que cierren entre 15 y 35 golpes).
- Se registra el número de golpes, el peso del recipiente y el peso del material húmedo más el recipiente. Se ingresa al horno a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  (a secar a masa constante).
- Se repite la operación hasta tener mínimo 5 determinaciones con distintas cantidades de humedad (golpes).

\*\* (Idealmente se comienza de la condición más húmeda a la más seca)

### **Límite Plástico**

- Se toma el material y se amasa con las manos de modo que pierda humedad. Se forma un cilindro (con la palma de la mano o la base del pulgar) de 3mm de diámetro.
- Si al llegar a 3mm el cilindro no se ha cortado en pedazos, se vuelve a amasar y se hace el cilindro nuevamente hasta que se corte en pedazos de entre 0.5 y 1 cm
- Los pedazos se echan en el recipiente hasta tener unos 10 gr de material y se hace una segunda determinación.
- Se registra el peso del primer recipiente y el peso del recipiente más material húmedo.

### **4.2.3 Peso Específico**

- Se toman 30 gr de suelo que hubieran pasado bajo la malla 40.
- Se transfiere el suelo al frasco volumétrico calibrado, se añade suficiente agua destilada con temperatura estabilizada para completar  $\frac{2}{3}$  a  $\frac{3}{4}$  de la capacidad del frasco volumétrico.
- Se conecta el frasco a un ducto de vacío, por lo menos 30 minutos. Durante este tiempo se agita suavemente la mezcla moviendo cuidadosamente la botella. Si al final del periodo no se ha extraído totalmente el aire, es necesario dejar por más tiempo.

- Cuando el proceso de extracción del aire se haya completado, se añade cuidadosamente agua con temperatura estabilizada, hasta que la base del menisco se encuentre exactamente en la marca del frasco volumétrico. A continuación, se seca cuidadosamente el cuello del frasco sobre la marca de calibración con un papel enrollado.
- Se pesa la botella y su contenido.

#### **4.2.4 Densidad Natural Seca del Suelo**

- Pesar una muestra de suelo.
- Cubrir su contorno con un material impermeable: cera fundida.
- Determinar su volumen mediante diferencias entre el peso de la probeta al aire y sumergida.

#### **4.2.5 Granulometría**

- Se determina la masa de una muestra de ensayo en estado seco, aproximando a 1 gr. para arenas y a 10 gr. para gravas.. En la tabla N°3 y N°4 ( anexo A) se señala la masa de muestra para cada punto de muestra.
- Se vacía en el juego de tamices. Se cumple el ciclo de tamizado.
- Se registra la masa retenida en cada tamiz y en el recipiente receptor con la aproximación de 1 gr. o a lo menos 0,1% de la pesada.
- Se calcula la masa total o suma de las fracciones retenidas en todos los tamices y en recipiente receptor, la que no debe diferir con la masa de la muestra de ensayo en más de 3% para las arenas y de 0,5% para las gravas. En caso que no se cumpla este requisito se rechaza el ensayo y se debe repetir con una muestra gemela.
- Se calcula el porcentaje parcial retenido en cada tamiz y en el recipiente receptor, referido a la masa total de las fracciones retenidas, aproximando al 1 %.
- Se expresa la granulometría como el porcentaje acumulado que pasa, en el que se indica como primer resultado el del menor tamiz en que pasa el 100% y como último resultado, el del primer tamiz en que pasa el 0%.

## 4.3 RESULTADOS OBTENIDOS

### 4.3.1 Humedad natural

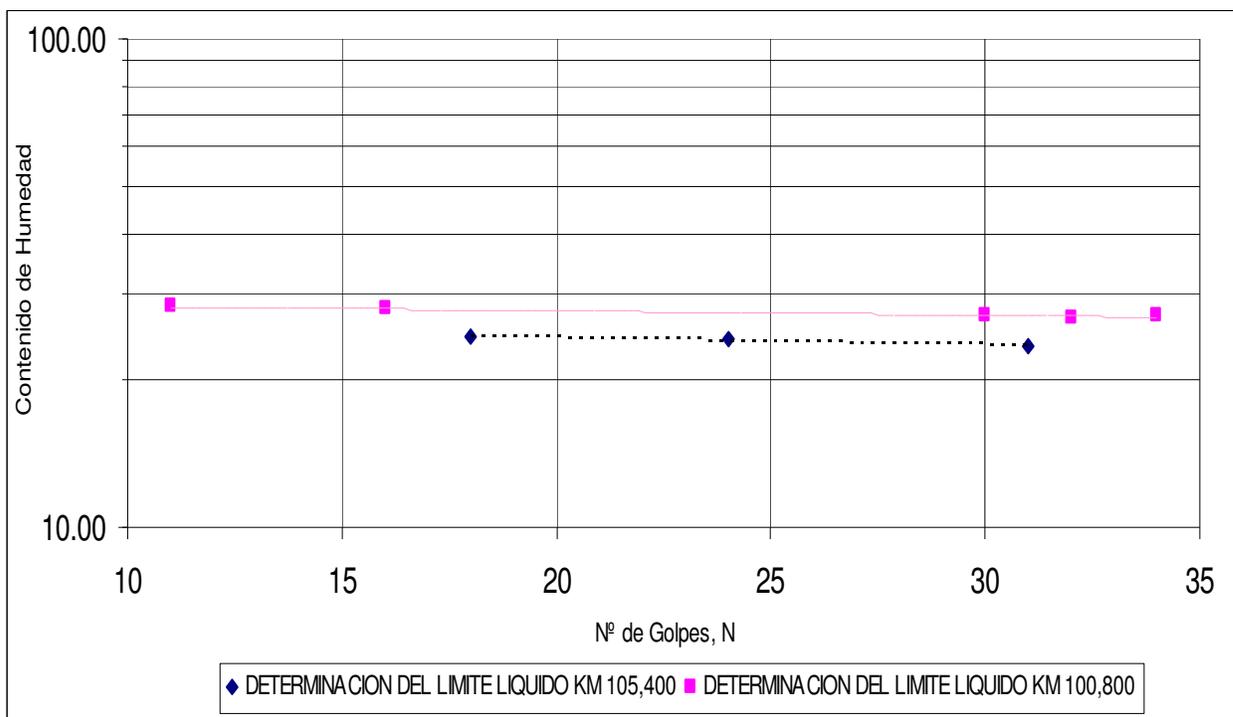
DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD						
KM	Cap + S.Hum [g]	Cap. + S.Seco [g]	Capsula [g]	Agua [g]	S.Seco [g]	Humedad %
98.300	269.68	266.95	96.95	2.73	170	1.61
100.800	291.1	289.3	92.92	1.8	196.38	0.92
105.400	270.79	269.23	105.05	1.56	164.18	0.95

### 4.3.2 Límites de Atterberg

En el anexo A se encuentran las tablas con los resultados del Límite Líquido, estos son:

- L.L Km 100,800=28,80
- L.L Km 105,400=25,97

Gráfico N°1 "L.L Km 100,800 y 105,400"



### 4.3.3 Peso Específico

DATOS DE CONFECCION		VALOR KM 105,400	VALOR KM 100,400	VALOR 98,300	UNIDAD
Densidad de Agua	$\gamma$ Agua a 4°C	1	1	1	[g/cm <sup>3</sup> ]
Peso Picnometro + Agua + Suelo	W1	361.4	365.35	363.58	[g]
Peso Picnometro + Agua	W2	342.08	346.43	344.34	[g]
Peso Suelo Seco	W3	30	30	30	[g]
Temperatura del Agua		20.1	20	22	[°C]
Densidad del agua a T° dada		0.99823	0.99823	0.9978	
volumen del sólido	Vs	10.70	11.10	10.78	[cm]
Densidad seca del sólido	$\gamma_d$	2.80	2.70	2.78	[g/cm <sup>3</sup> ]
Gravedad Especifica de los Sólidos	Gs	2.81	2.71	2.79	

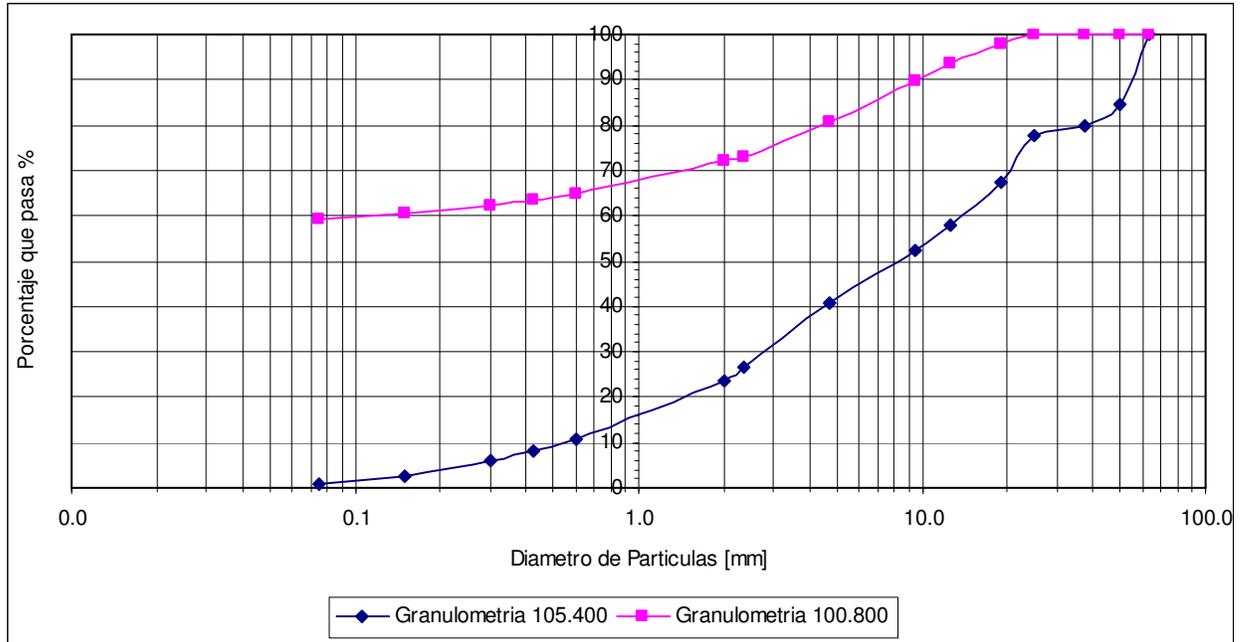
\*\*(En el Anexo se encuentran las relaciones utilizadas para el calculo de Vs,Gs y  $\gamma_d$  )

### 4.3.4 Densidad Natural Seca del Suelo

DATOS DE CONFECCION		Km 98,300	Km 100,400	Km 105,400	UNIDAD
Densidad de la parafina	D	0.89	0.89	0.89	[g/cm <sup>3</sup> ]
Peso Muestra Natural	A	199.23	209.42	258.71	[g]
Peso Muestra con Parafina	B	204.76	214.69	263.88	[g]
Peso Vaso + agua Desplazada		231.94	244.33	246.52	[g]
Peso del Agua Desplazada	C	89.08	101.47	103.66	[g]
Peso Unitario húmedo		2.40	2.19	2.64	[g/cm <sup>3</sup> ]

### 4.3.5 Granulometría

Gráfico N°2 “Granulometría Km 105,400 y 100.800”



### 4.3.6 Índice de Vacío

Utilizando la Ecuación de la tabla N° 5 los resultados obtenidos son:

	KM 98.300	KM 100.800	KM 105.400
n	0.18%	0.15%	0.15%
e	0.22%	0.17%	0.18%

## 4.4 DISCUSIÓN

### 4.4.1 Humedad natural

Este ensayo se llevo acabo en forma convencional, reflejando que en el km 98,300 (1,61% de humedad) las muestras tiene un mayor porcentaje de humedad que las otras zonas estudiadas (0,92% en el km 100,800 y 0.95% en el km 105,400), este bajo nivel de humedad es consecuente con los resultados de los otros ensayos efectuados y se puede explicar ya que estos suelos poseen una alta permeabilidad ( capitulo 5).

### 4.4.2 Límites de Atterberg

Los resultados obtenidos en este ensayo son muy similares entre las zonas estudiadas (gráfico 1) lo que indica que las condiciones en que se encuentran estas muestras son análogas, con lo cual su plasticidad y como clasifican son muy similares entre si.

#### Límite Líquido

Durante la realización de este ensayo es difícil obtener un contenido de humedad que se encuentre en el rango de 15 y 35 golpes. Por lo cual, la muestra es secada al aire durante un tiempo considerable entre cada repetición de la experiencia, colocándola frente a un ventilador para que perdiera humedad rápidamente. Al ensayar las muestras se observa que estas empiezan a despegarse del aparato de Casagrande, lo cual invalida la experiencia, una vez que esto comienza a ocurrir se deja de tomar mediciones.

Para el km 105,400 se consideraron sólo 3 puntos, ya que la dispersión ( $R^2$ ) al incluir los 5 puntos es muy grande y con esto, la curva obtenida es poco representativa para obtener el porcentaje de humedad a los 25 golpes.

## Límite Plástico

Con estas muestras no es posible obtener el Límite Plástico.

El hecho de no obtener el límite plástico indica que LP es muy similar al LL con lo el IP de la muestra es cercano a cero, en la carta de plasticidad esto se grafica como:

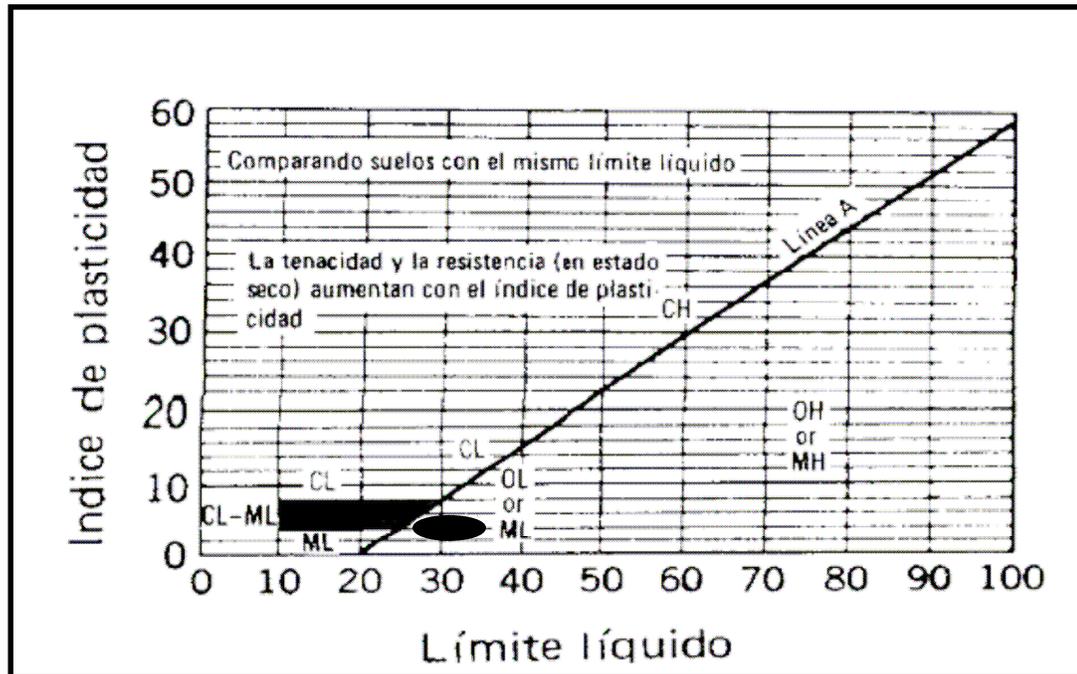


Fig 21 "Carta de plasticidad"

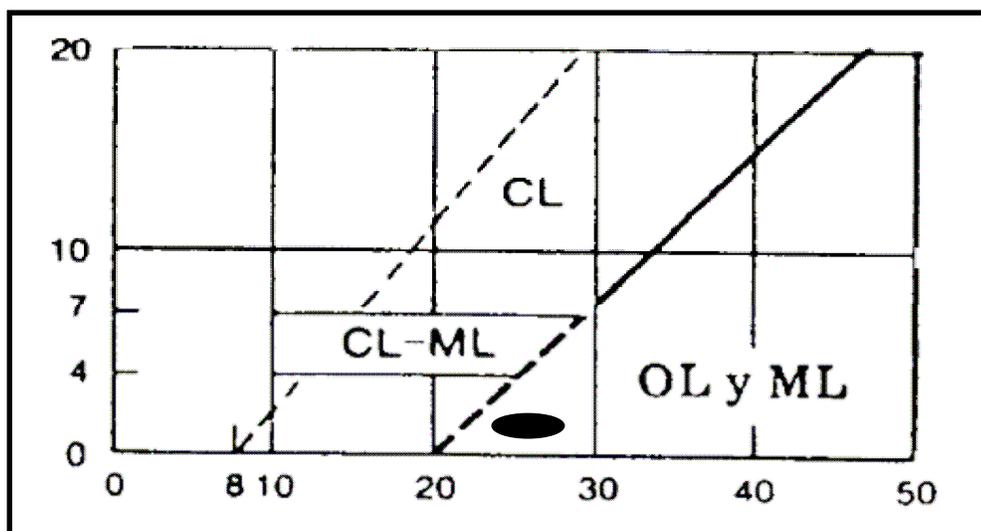


Fig 22 "Detalle de clasificación de la zona de LL < 30 y el IP < 10"

Como se aprecia en la fig 22 las muestras ensayadas clasifican como:

- ML: Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.
- OL: Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.

#### **4.4.3 Peso Específico**

Los valores de este ensayo son muy similares entre si, por lo que esta propiedad es relativamente invariable en la zona.

#### **4.4.4 Densidad Natural Seca del Suelo**

Al igual que en el ensayo anterior esta propiedad es bastante constante ya que la densidad natural seca de las muestras ensayadas tienen valores similares entre si.

#### **4.4.5 Granulometría**

Se aprecia una diferencia entre las curvas granulométricas (gráfico 2), observando que la curva del km 100.800 se encuentra desplazada hacia arriba, lo cual indica que la muestra de esta zona tiene una mayor cantidad de finos (coherente con los resultados de los límites de Atterberg).

El material utilizado es el que se obtuvo del km 100.800 y km 105.400, el cual se disgrega fácilmente, por lo cual, al realizar el ensayo en los tamices sobre la malla 40, se observó que existe un porcentaje del material que pasa bajo estas mallas por esta causa. Por consiguiente, se adoptó como criterio, dejar de tamizar el momento en que la cantidad de material que pasara bajo el tamiz en el cual se estuviera realizando el ensayo, fuera despreciable con respecto a la cantidad del material retenido en la malla.

#### **4.4.6 Índice de Vacío**

Los valores obtenidos son característicos de una arcilla media a una arcilla firme, lo que concuerda con los valores obtenidos en los ensayos anteriores.

## **CAPÍTULO 5**

### **PLANOS DE DEBILIDAD EN EL TALUD Y RESISTENCIA AL CORTE DEL MAICILLO EN EL KM 98.300**

#### **5.1 ANTECEDENTES GENERALES**

La historia de esfuerzos tiene influencia sobre el comportamiento y la resistencia de los suelos. De particular interés es la condición anisotrópica de esfuerzos en que se presentan la mayoría de los suelos en condiciones naturales. Esta característica produce una disposición de las partículas que hace que las propiedades mecánicas tales como la rigidez inicial o la resistencia al corte se vean afectados.

La evaluación de la resistencia al esfuerzo de corte es necesaria en la mayoría de los problemas de estabilidad de los suelos. Por citar algunos problemas tenemos:

- Selección adecuada de los taludes para terraplenes y excavaciones.
- Determinación de la carga que un suelo puede resistir con cierta seguridad, por ejemplo: bajo una fundación, bajo carga de terraplenes, rellenos, etc.

En este capítulo se comentan los ensayos de laboratorio llevados a cabo para estudiar de qué forma se pueden relacionar las condiciones de anisotropía inducida por esfuerzos, sobre los parámetros de resistencia en el maicillo. Para ello se utilizó el material extraído en las visitas realizadas al km. 98.300 de la Ruta 68.

## 5.2 ANISOTROPIA

El suelo está conformado por partículas sólidas, agua y aire contenidos en los espacios intersticiales. Por lo que su naturaleza no es continua, por el contrario, está conformado por partículas discretas que varían en tamaño, desde gravas hasta arcillas. Además debe tenerse en cuenta que esta composición puede variar de un sitio a otro y la distribución puede tener alguna dirección predominante.

En general, todos los materiales particulados son anisotrópicos, esto hace que la respuesta a un nivel de esfuerzo dado, dependa de la orientación de aplicación de estos esfuerzos. Por esta razón, éste es uno de los aspectos fundamentales que se deben tener en cuenta para comprender mejor a los materiales granulares (Oda, 1993).

Si la distribución y la forma de las partículas de una masa de material son independientes de la dirección en la que se analice, se puede esperar que este material tenga el mismo comportamiento mecánico, sin importar la dirección en la que se estudien sus propiedades. Esto simplifica mucho el análisis de este tipo de materiales, dado que se requiere un menor número de variables para caracterizarlos y por lo tanto los ensayos son menos complejos. A estos materiales se les conoce como isotrópicos.

El ambiente en que se forman los suelos en la naturaleza, está principalmente afectado por las fuerzas gravitacionales que favorecen la precipitación y depositación de las partículas. Este proceso ocasiona una orientación predominante en las partículas y los vacíos asociados, por lo que el suelo como material compuesto por partículas es eminentemente anisotrópico, con lo cual la forma como éste responde a un determinado campo de esfuerzos, depende de la orientación de los esfuerzos aplicados (Biarez y Hicher, 1993). Además de la anisotropía causada por el modo de depositación, la historia de esfuerzos a que se ve sometida la masa de suelo, ocasionados por fuerzas tectónicas, geológicas, hidrometeorológicas o antrópicas, puede aumentar el grado de anisotropía inicial, aumentando por consiguiente las diferencias de comportamiento del suelo, de acuerdo con la dirección en la que se analicen.

Es necesario conocer la forma en que la anisotropía del suelo incide en el comportamiento mecánico de los mismos, de manera que se pueda tener en cuenta esta condición dentro de los análisis de estabilidad y deformación sobre las estructuras geotécnicas.

Según Casagrande y Carrillo (Oda, 1993), se pueden distinguir dos tipos de anisotropía: inherente e inducida. La anisotropía inherente es producida por la sedimentación natural de las partículas durante el proceso de formación del material. La anisotropía inducida obedece a la acomodación de las partículas como producto de la aplicación de todo tipo de esfuerzos que excedan el límite elástico del material.

Bathurst y Rothenburg (1990), encontraron que la resistencia al esfuerzo cortante de materiales granulares depende de la capacidad del conjunto de desarrollar anisotropía en las orientaciones de los contactos. Los resultados de experimentos numéricos muestran que existe una relación entre el ángulo de fricción a grandes deformaciones y un parámetro que describe el grado límite de anisotropía.

## 5.3 PLANOS DE DEBILIDAD

### 5.3.1 Antecedentes Generales

Este suelo residual mantiene los planos de debilidad o diaclasas de la roca granítica que le dio origen, lo que en ocasiones se encuentran arcillizados, constituyendo planos de debilidad. Según sea la frecuencia y orientación de estos planos con respecto al talud del corte se generan deslizamientos a través de ellos, dando origen a fallas del talud que van desde desprendimientos locales a fallas masivas. Así el mecanismo de falla que gobierna los deslizamientos en el maicillo no guarda una relación directa con la resistencia al corte de la matriz de maicillo existente entre los planos. La experiencia recogida en varios caminos con cortes en maicillo, indican que las fallas son aleatorias (propias del sistema de clivaje de la roca madre), no son detectables con los métodos utilizados en el reconocimiento de suelos y ocurren mayoritariamente definiendo planos de deslizamiento a 45°.

### **5.3.2 Descripción de los Desprendimientos**

La altura máxima del talud de corte es de 45 metros con una inclinación, antes del desprendimiento de 1:1(H:V).

El talud de corte se encuentra materializado en la unidad de suelo residual, la cual presenta un grado de compactación que varía de alta a muy alta con la profundidad.

Los desprendimientos presentan una pendiente de 1.5 metros (“salto” vertical), la cual penetra una longitud máxima de 12 mt(en la horizontal) sobre el coronamiento del talud según se muestra en la figura 24.

El tipo de falla presenta desprendimientos subverticales (pendiente de 1.5 mt aprox.) en el coronamiento del talud a través de la matriz de maicillo y deslizamiento en un plano con inclinación no inferior a  $38^\circ$

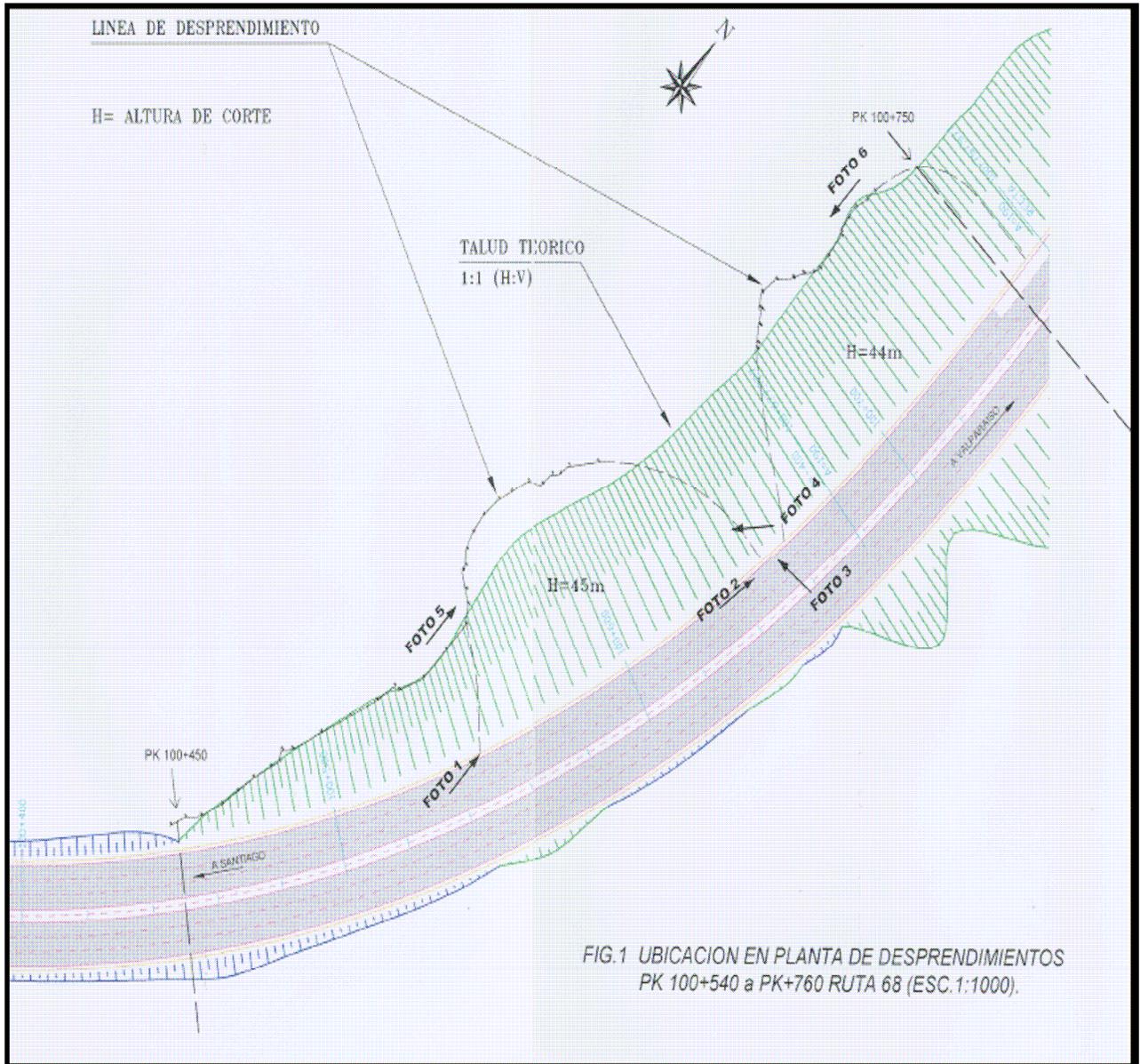


Fig 23 : “Talud en tramo PK-100.540 aPK 100.740 (Ruta 68)”

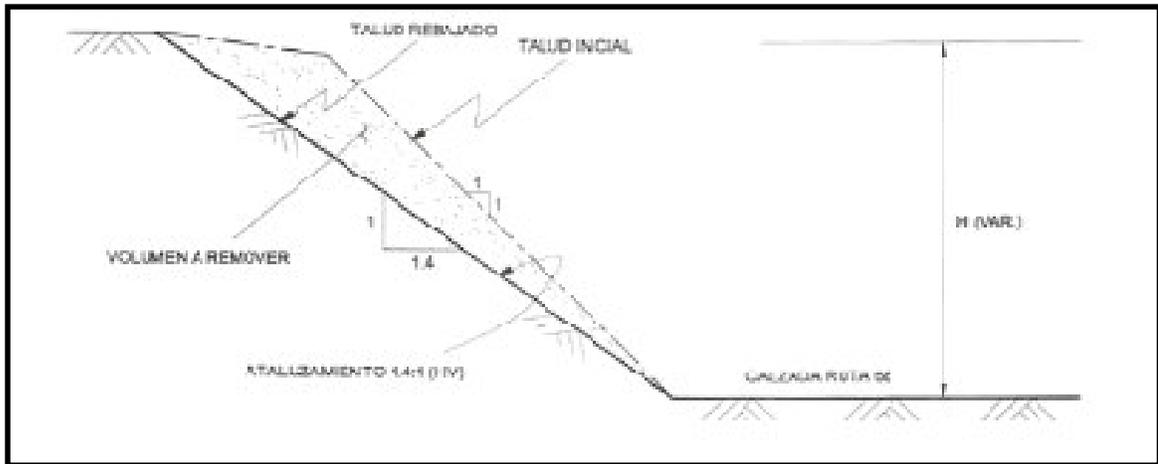


Fig 24: “Pendiente del Talud”

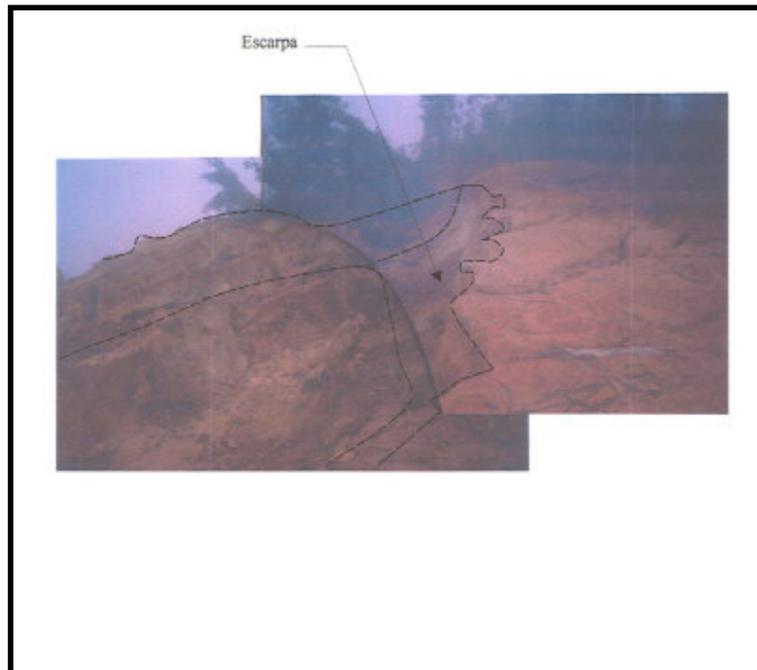


Fig 25: “Vista del Talud en PK-100.650 (Ruta 68)”

## 5.4 RESISTENCIA AL CORTE

El ensayo de corte directo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano de movimiento.

Los aspectos del corte que interesan cubrir en esta memoria son:

- Resistencia bajo condiciones no drenada en que el corte es aplicado en forma lenta (2 hrs. aprox.).
- Resistencia al corte drenado, en que el desplazamiento debe ser lento para permitir el drenaje durante el ensayo.

### 5.4.1 Marco Teórico

El ensayo de corte directo establece condiciones idealizadas para el ensayo, o sea, induce la ocurrencia de la falla a través de un plano predeterminado. Sobre éste actúan dos esfuerzos: uno normal, debido a la carga vertical; y un esfuerzo cortante, gracias a la aplicación de una carga horizontal.

$\sigma_n = \frac{P_v}{A}$	Ec. N°3	A	área nominal de la Muestra (o Caja de Corte)
		Ph	Desplazamiento Lateral de la muestra
$\tau_f = \frac{P_h}{A}$	Ec. N°4	$\tau_f$	Esfuerzo de Corte
		$\sigma_n$	Esfuerzo normales

Se pueden representar por la siguiente ecuación

		$\sigma$	Esfuerzo total en el plano de falla
$\tau_f = c + \sigma_n * tg\phi$	Ec.N°5	$\phi$	ángulo de fricción del suelo
		c	Cohesión del suelo

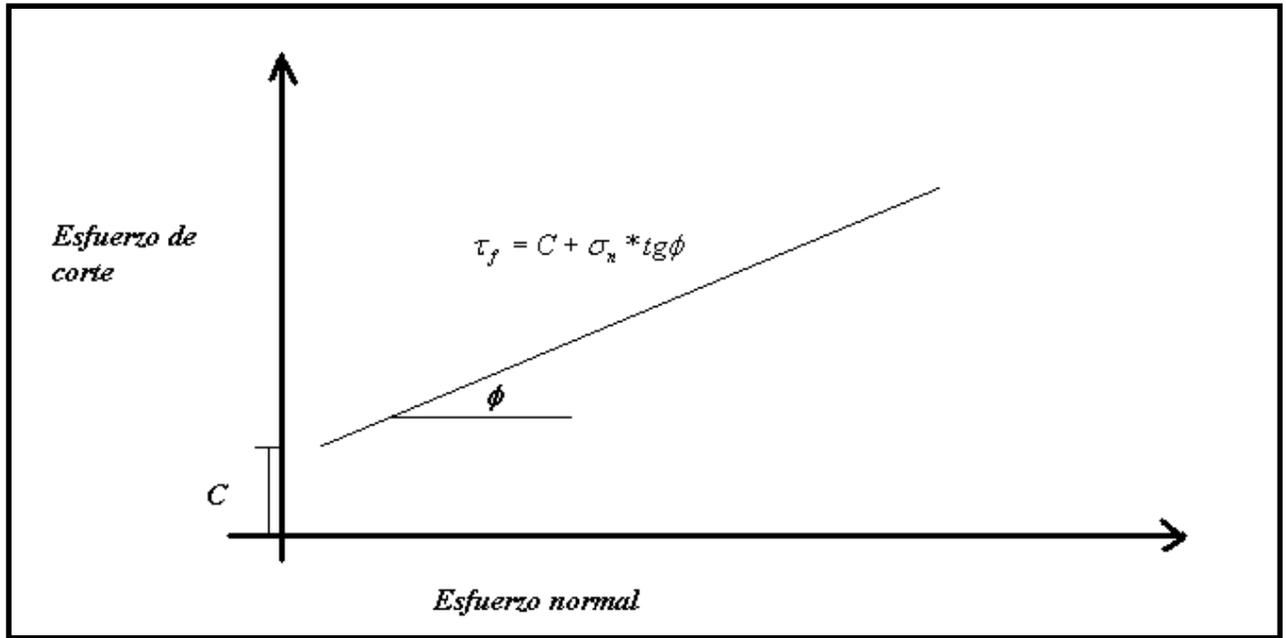


Fig 26 : “Relación entre los esfuerzos de corte máximo y los esfuerzos normales, la línea recta obtenida se conoce como envolvente de falla”

En 1776, Coulomb observó que si el empuje que produce el suelo contra un muro de contención produce un ligero movimiento, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. Él postuló que la máxima resistencia al corte  $\tau$ , en el plano de falla está dada por la ecuación 5.

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzagui publicó el principio de esfuerzos efectivos.

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{Ec. N}^\circ 6$$

$u$     Presión intersticial  
 $\sigma'$     Esfuerzo efectivo

Se aprecia que dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes substanciales, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contactos entre partículas. La magnitud de ésta depende sólo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soportan el esqueleto de suelo. Por lo tanto, cuanto

más grande sea el esfuerzo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte en dicho plano. Entonces, si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzo efectivos, se tiene:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

En la cual los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  son propiedades del esqueleto de suelo, denominados cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente. Por ende, el análisis de estabilidad se hará en términos de esfuerzos efectivos.

De la ley de Coulomb se desprende que la resistencia al corte de suelos en términos generales tiene dos componentes:

1. Fricción ( $\phi$ ) que se debe a la trabazón entre partículas y al roce entre ellas cuando están sometidas a esfuerzos normales.
2. Cohesión (C) que se debe a fuerzas internas que mantienen unidas a las partículas en una masa.

Como el esfuerzo cortante  $\tau$  y el esfuerzo normal  $\sigma_n$  tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para  $c$  y para  $\tan \Phi$ , es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de  $\tau$  v/s  $\sigma_n$  para los diferentes ensayos (generalmente con  $\tau$  como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos y establecer la pendiente de la línea como el ángulo y la intersección con el eje  $\tau$  como la cohesión  $c$ .

#### **5.4.2 Realización del Ensayo**

Para realizar esta experiencia se contó con 6 muestras del km 98.300. Tres correspondiente a la visita realizada en primera instancia (A) a las cuales denominaremos A1, A2 y A3; y las tres restantes, extraídas en una segunda visita(B) las señalaremos como B1, B2 y B3.

Estas muestras tiene un grado menor de meteorización si se las compara con las muestras A.

#### 5.4.2.1 Material Utilizado

- Máquina de corte directo.
- Caja de corte directo : las dimensiones de esta caja son 30[cm] x 30 [cm] x 13[cm].
- Azufre.
- Arena de relave.

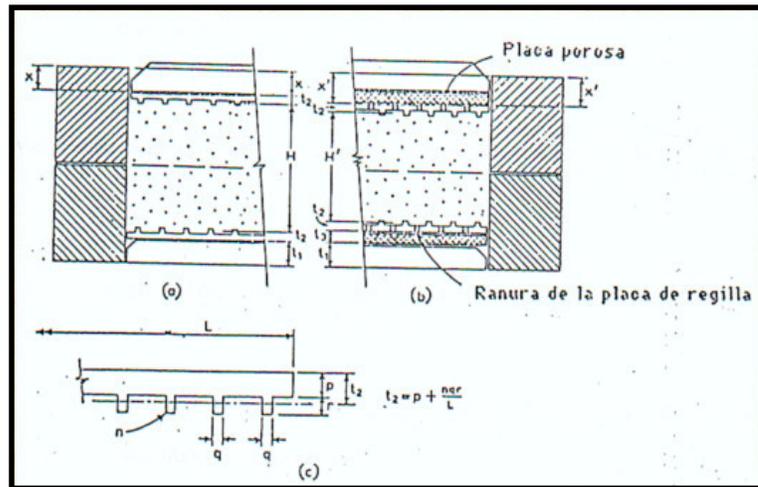


Fig 27 “ Placas de la Caja de Corte”

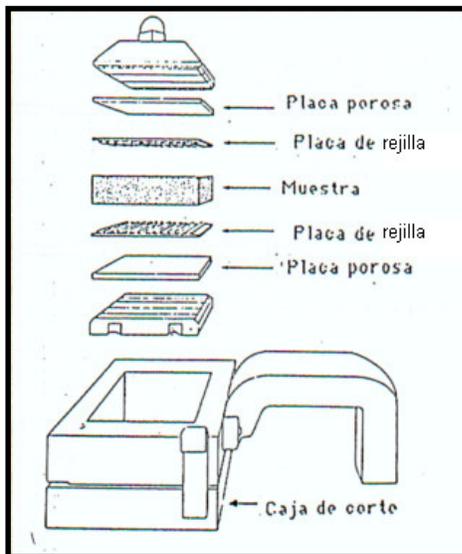


Fig 28 “ Componente de la Caja de Ensayo de Corte”

#### 5.4.3.2 Preparación de la Muestra

Para llevar a cabo el ensayo, lo primero es constatar que la muestra entre en la caja de corte. Lo óptimo es trabajar con una muestra que tenga las dimensiones de esta caja, esto en la práctica es imposible por lo que se recomienda trabajar con muestras de mayor tamaño ya que estas se pueden remoldar a la caja.

Trabajar con muestras de menor tamaño que el de la caja tiene una serie de complicaciones que crean cierta incertidumbre en los resultados que se obtengan con ellas tomando en cuenta el método de ensayo que se llevo a cabo.

#### 5.4.3.3 Procedimiento de Ensayo

- Las muestras fueron moldeadas cuidadosamente para que no perdieran el plano de debilidad que poseían y para que no se desintegraran durante el proceso.
- Del material inalterado extraído en la primera visita, se obtuvieron 3 muestras para ensayar (una grande, una mediana y una pequeña). Del material de la segunda visita se

eligieron las tres muestras inalteradas que se encontraban en mejor condiciones para luego ser moldeadas a la caja.

Nota: el material inalterado se mantuvo en ambiente de humedad (cámara húmeda) en todo momento.

- En consideración a que la muestra no es del tamaño exacto de la caja de corte , el procedimiento seguido fue:
  1. Colocar la muestra en la caja de corte.
  2. Rellenar con azufre la primera mitad de la caja, hasta 1 cm. abajo de la línea de corte.
  3. Colocar la segunda mitad de la caja.
  4. Rellenar con arena de relave hasta 1 cm arriba de la línea de corte.
  5. Terminar de rellenar la caja con azufre.
  6. Una vez que el azufre endureció, se emparejo la superficie de la caja, para poder colocar la tapa.
  7. A través de la abertura de la línea de corte se intento extraer la arena de relave.

Nota: El procedimiento para trabajar con azufre de detalla en el anexo A.

- Se coloca el bloque pistón de carga en su sitio sobre le suelo, la carga normal  $P_v$  y se ajusta el deformímetro de carátula vertical.
- Se separa cuidadosamente las mitades de la caja de corte dejando una pequeña separación apenas 1 o 2 ml. Se retroceden los tornillos de separación y se empalma la cabeza de carga en su sitio utilizando los tornillos fijos para tal propósito. Asegurarse de que la carga normal refleje la fuerza normal, más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.
- Se acopla el deformímetro de deformación constante, se fija en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical.

- Se comienza a cargar horizontalmente (esfuerzo cortante) y se toman lecturas del deformímetro de carga, del desplazamiento de corte y desplazamientos verticales (o de cambio de volumen). Como el ensayo se hace a la deformación unitaria controlada se toman estas lecturas o desplazamientos horizontales de 5, 10 y cada 10 o 20 unidades del deformímetro de desplazamiento horizontal.
- ensayo drenado:

Para lograr esta condición en la caja, la cual no esta habilitada para poder realizar este tipo de ensayo, se debe dejar la muestra por lo menos 12 horas saturando (una vez que se arma la caja como se menciona anteriormente), luego se realiza el ensayo con una velocidad muy lenta para poder conseguir la condición drenada (mínimo 3 horas)

Nota: Como la muestra esta saturada, esta aumenta de volumen, por lo que si se quiere desmontar la caja sin destruir la muestra. Se recomienda sacar el agua y dejar secar por 12 horas aproximadamente la muestra que se esta ensayando, para que en el posterior desmonte esta no se rompa. .

### **5.4.3 Resultados Obtenidos**

#### **1.-Construir la envolvente de falla**

- Se grafica el valor del esfuerzo cortante v/s el esfuerzo normal.
- Se traza una línea recta a través de los puntos del grafico anterior.
- Se intercepta esta recta con el eje ordenado (eje Y) para obtener C, y luego con la pendiente se obtiene  $\phi$

#### **2.- Deformación unitaria**

- Se grafica los esfuerzos de deformación unitaria v/s los esfuerzos cortantes.
- Luego se obtiene los datos de la deformación máxima en ml.

### 3.- Envolvente de Coulomb

Se confecciona un gráfico colocando los esfuerzos de corte de falla en el eje X y en el eje Y los esfuerzos normales. La escala vertical y horizontal deben ser las mismas. Se dibuja una línea que une los puntos del gráfico. Esta recta es la llamada envolvente de Coulomb. Luego de determinar la pendiente de la recta ( $\tan \phi$ ) que nos da el valor del ángulo de fricción interna y la intersección con el eje vertical nos indica la cohesión del suelo.

### 4.- Resultados obtenidos

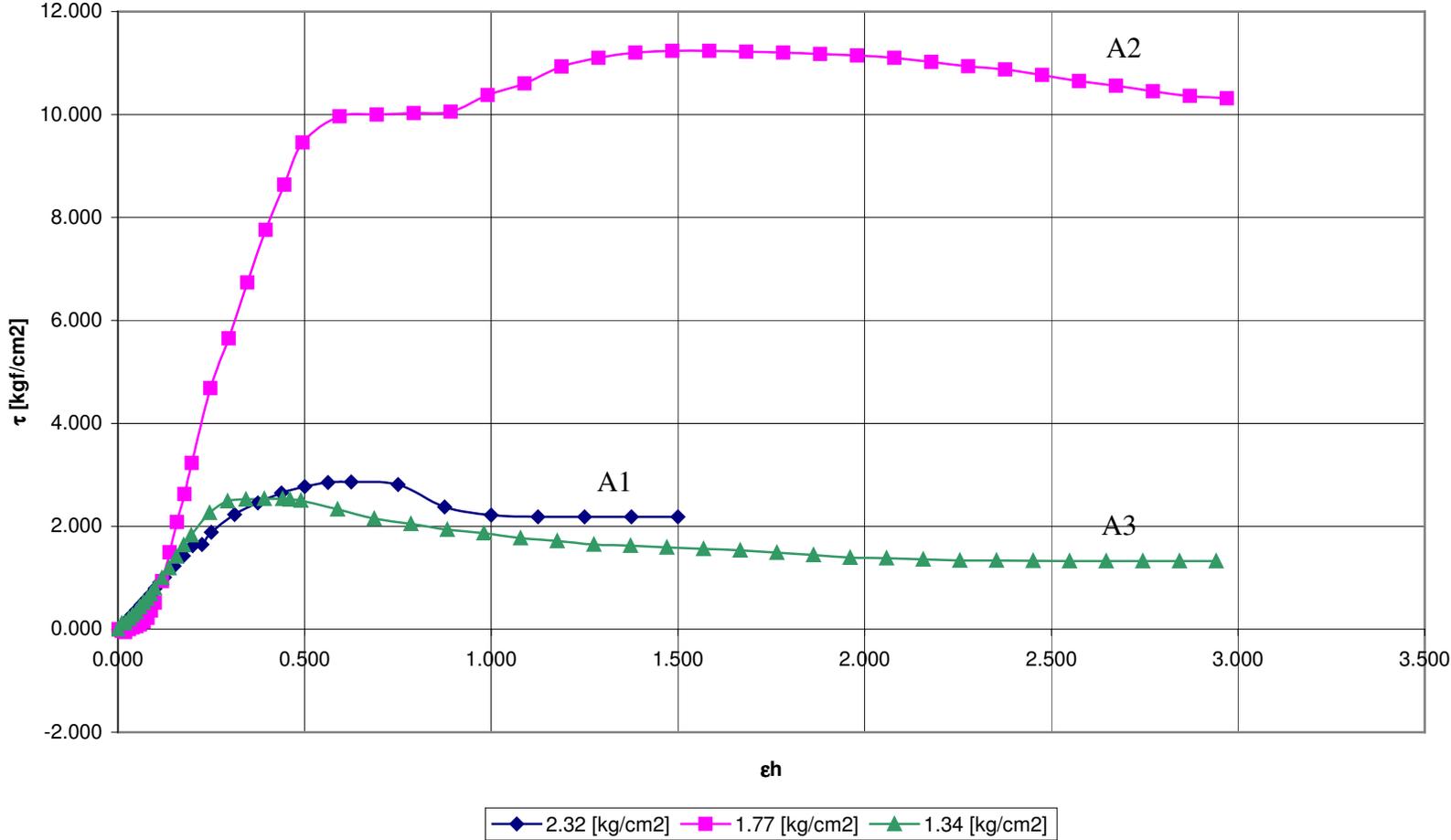
Los resultados obtenidos son:

Muestras A:

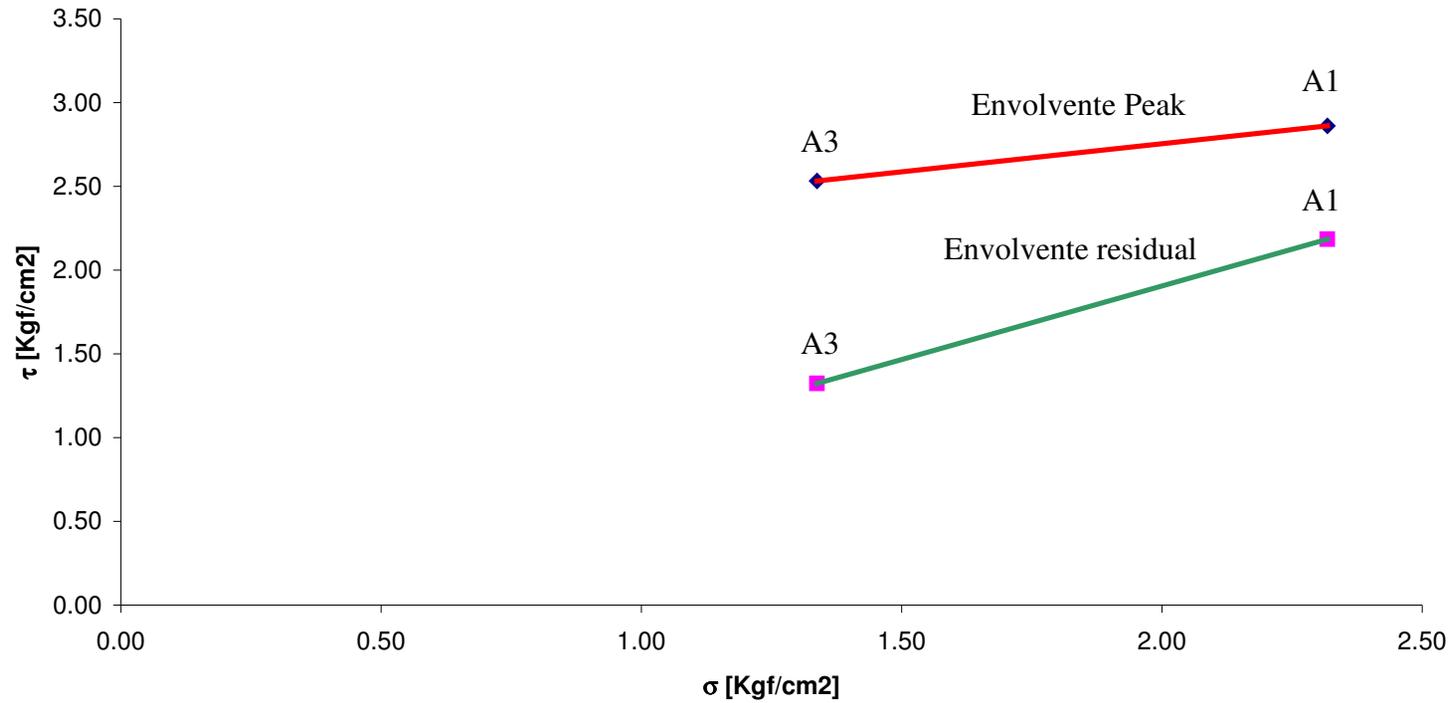
tensión normal [kg/cm <sup>2</sup> ]	tensión peak unitaria $\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	tensión residual unitaria [kg/cm <sup>2</sup> ]
2.32 (A1)	2.86	2.18
1.77*(A2)	5.88*	9.21*
1.34(A3)	2.53	1.32

\*Muestra no considerada, pues se rompió dentro de la caja de corte.

Gráfico N°3 "Esfuerzo Muestras 1° visita"



### Parámetros Muestras 1º Visita



Ec Recta Peak

Envolvente peak

$$y = 0.295x + 1.2604$$

c      1.3      [kgf/cm²]

φ      16      °

envolvente Residual

$$y = 0.8739x + 0.0914$$

c      0.1      [kgf/cm²]

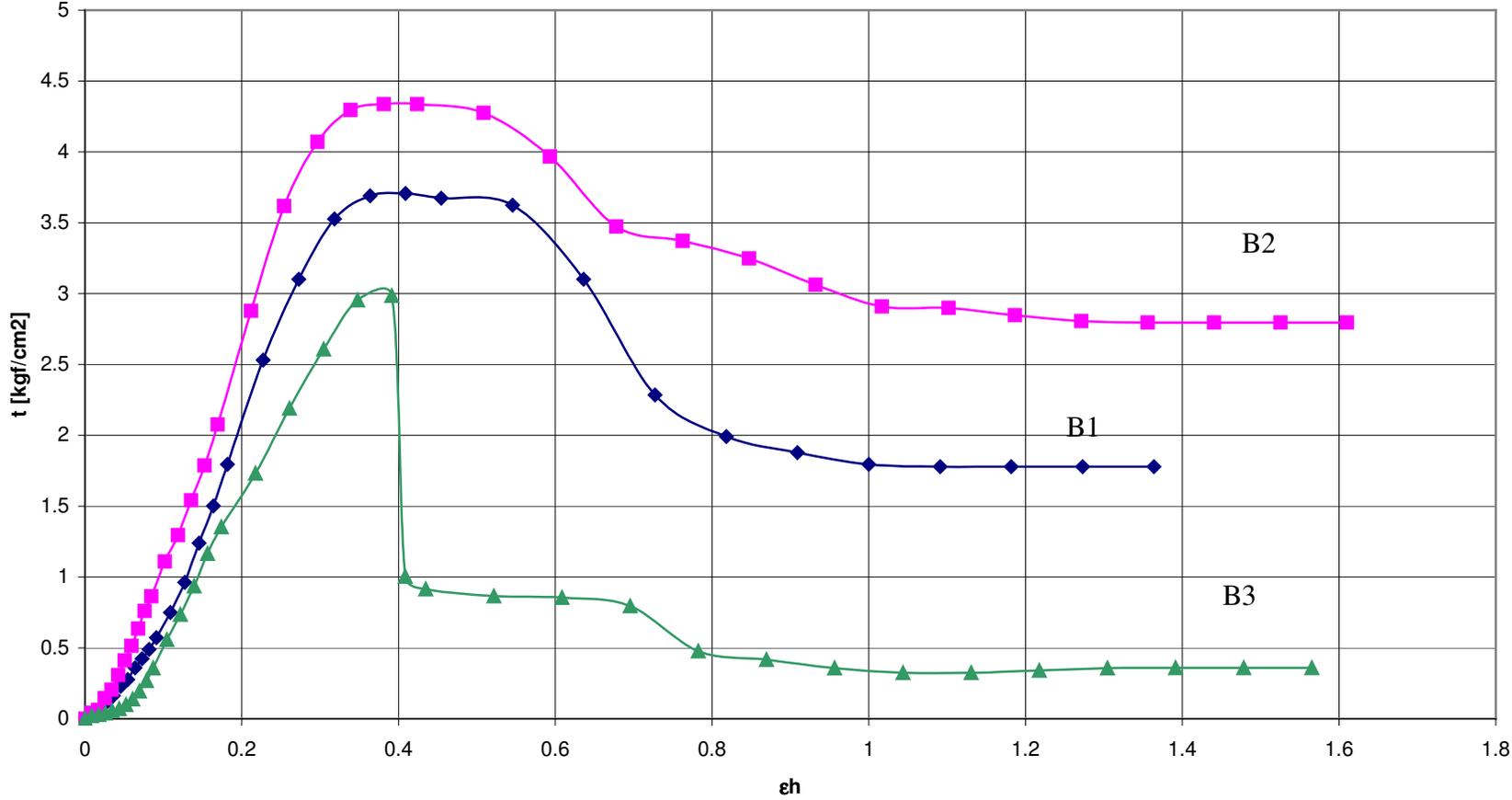
φ      41      °

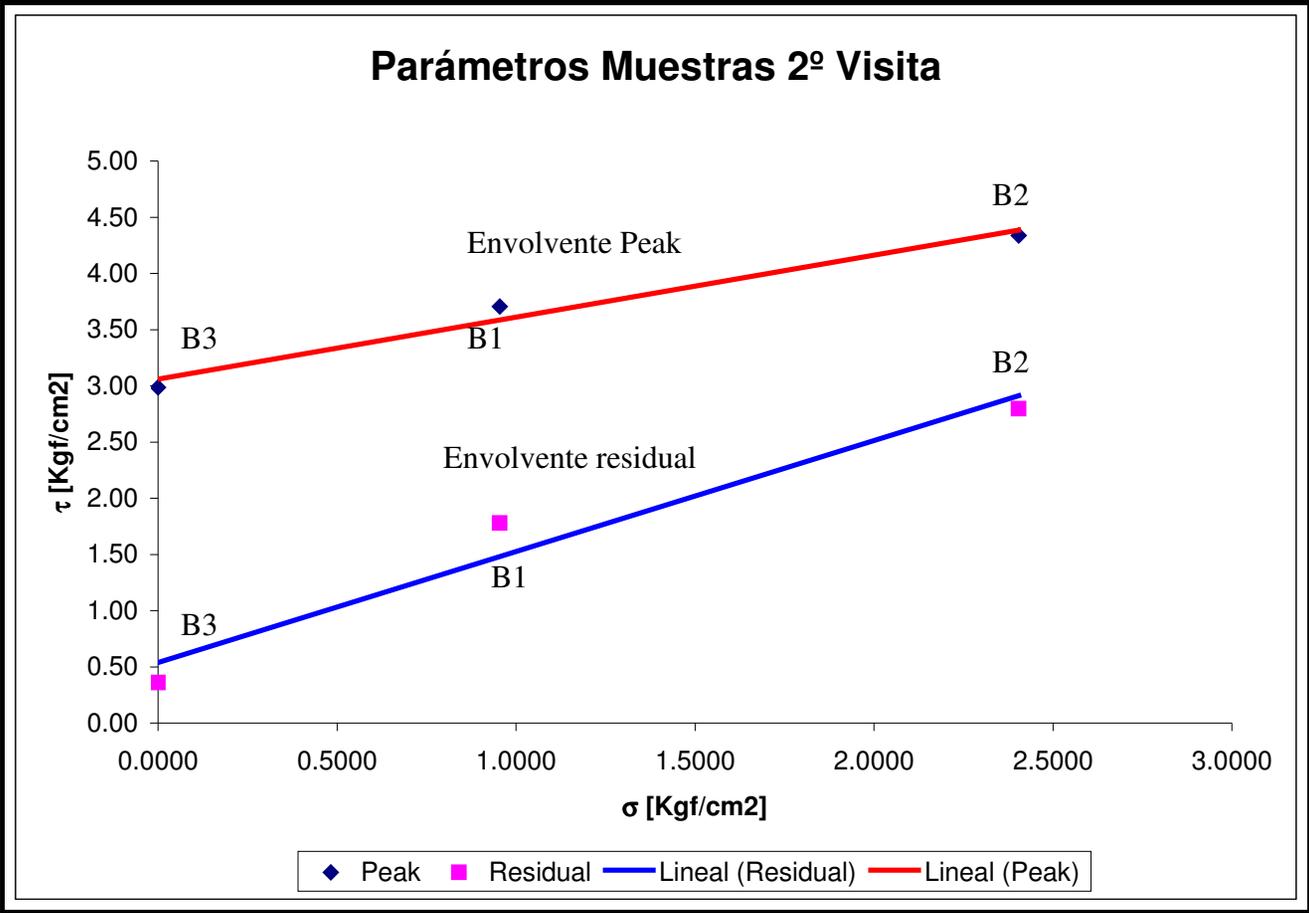


Muestras B:

tensión normal [kg/cm2]	tensión peak unitaria [kg/cm2]	tensión residual unitaria [kg/cm2]
0.9549 (B1)	3.71	1.78
2.4045(B2)	4.34	2.80
0.0000(B3)	2.99	0.36

Gráfico N°4 "Esfuerzo Muestras 2° visita"





Ec Recta Peak	$y = 0.5517x + 3.0582$	C	3	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
	R <sup>2</sup> = 0.9758	φ	29	°
Ec Recta Residual	$y = 0.9873x + 0.5394$	C	0.5	[Kgf/cm <sup>2</sup> ]
	R <sup>2</sup> = 0.9551	φ	44.6	°



El detalle de los resultados de los ensayos efectuados se encuentran en el anexo A

#### **5.4.4 Influencia de la Meteorización en las Propiedades Mecánicas**

Las Rocas intrusivas sufren, bajo condiciones ambientales, una serie de alteraciones de tipo físico y químico, que modifican sustancialmente las características petrográficas iniciales de la roca y degradan progresivamente sus propiedades mecánicas.

Aunque se trata de un material descompuesto in-situ y sin mayor transporte, el material meteorizado puede compararse probablemente a una arenisca en su composición estructural. El manto es fácilmente disgregable y recuerda a una arena con matriz arcillosa de origen reciente. El manto es muy disgregable y puede ser fácilmente removido con cualquier herramienta liviana. La Erosión de las aguas en algunas partes va eliminando muy rápidamente el manto meteorizado, lo cual indica que este manto es un material muy poco resistente y fácilmente deslizado por movimientos de escasa energía.

Según la literatura vista para este estudio en general la estabilidad en taludes de maicillo es baja y se soporta en corte con pendientes de 1:1 con bancos no mayorados de 10 m. En ausencia de los planos de clivaje presentes en la matriz del maicillo, este podría teóricamente, soportar cortes 1:1,5 (H:V) de 30 a 40 m de altura.

#### **5.4.5 Comentarios acerca de la Permeabilidad en suelos Residuales**

En la permeabilidad de la roca hay dos aspectos absolutamente diferentes: la permeabilidad de la roca matriz, que en general es muy pequeña, y la de la masa rocosa. Esta última es en realidad la permeabilidad de un sólido diaclasado.

### 5.4.5.1 Permeabilidad de la Roca Matriz

Tan solo llega a ser importante en rocas muy porosas, generalmente arenisca. Sin embargo, a veces significa mucho como índice de la microfisuración de la roca, que puede interesar como indicación de tensiones anteriormente aplicadas y también de su alterabilidad.

Para ello se emplea el ensayo de permeabilidad radial, en el que se utilizan testigos cilíndricos, con un taladro central. Se halla primero el coeficiente de permeabilidad divergente, inyectando en el taladro agua a presión 1 Kg/cm<sup>2</sup> mayor que el agua exterior. Llamaremos a este coeficiente  $k_1$  y luego al coeficiente de permeabilidad convergente  $k_{50}$ , aplicando al exterior una presión de agua 50 kg/cm<sup>2</sup> mayor que la del interior. Defínase después un índice  $S$  de microfisuración igual a  $S=k_1/k_{50}$ . Tanto en uno como en otro caso, el coeficiente de permeabilidad es igual a:

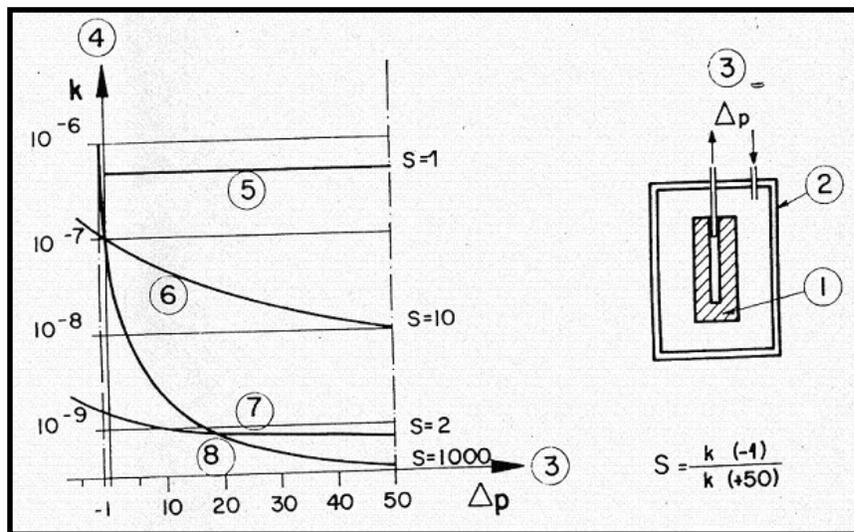


Fig 29 “Ensayos de Permeabilidad radial y curva para diferentes valores del Índice  $S$  (Bernaix, 1967)”

$k \left[ \frac{cm}{s} \right] = \frac{Q \left[ \frac{cm^3}{s} \right]}{2\pi L [cm] \rho \left[ \frac{g}{cm^3} \right]} \log \left( \frac{R_2}{R_1} \right)$	<p>R2: radio del testigo</p> <p>R1: radio del taladro (6 y 1,2 cm. en el ensayo normal)</p> <p>L: longitud del tablero (10 cm normalmente, mientras que el testigo tiene 15)</p> <p><math>\rho</math>: diferencia de presión, que hay que expresar en g/cm<sup>2</sup></p> <p>Q: caudal</p>
--	---

La figura N° 30 nos muestra la correlación obtenida entre este índice y otro que también intente cuantificar el grado de microfisuración de la roca, el cociente R10/R60, que es la razón entre la resistencia a la compresión simple de testigos de 10 mm de diámetro y otros de 60 mm. Si existen microfisuras hay probabilidad de que el testigo pequeño este mas sano que el grande. La correlación entre ambos índices parece significativa.

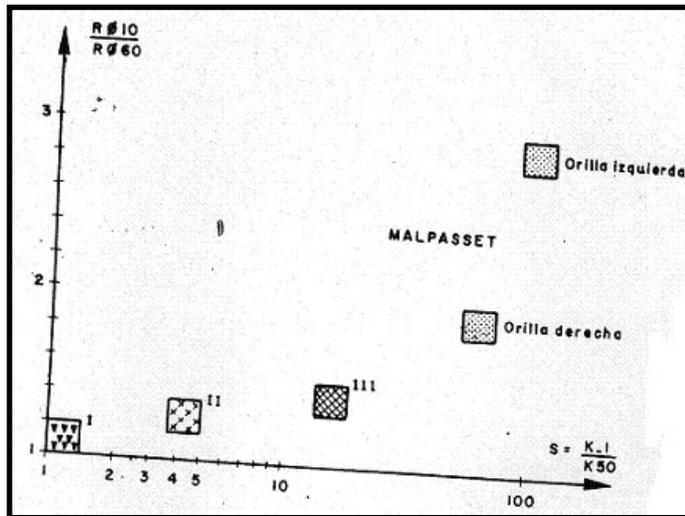


Fig 30 “Correlación entre los índices S y R10/R60 (Aviv y Bernaix, 1966). Datos de Malpasset, y además: Zona I: Caliza olítica no fisurada.- II. Génesis medio.- III Caliza de microfisuración débil y macrofracturación clara e intensa”

#### 5.4.5.2. Permeabilidad del Macizo Diaclazado

La medida de esta propiedad no puede hacerse en laboratorio, sino in situ, y es un problema muy complejo, ya que se comprueba que el flujo pasa frecuentemente, según el espesor de las fisuras, de laminar a turbulento y viceversa en determinados casos con suficiente densidad de fisuras, el problema debe traducirse al final (castillo, 1972) a un macizo homogéneo de coeficiente equivalente apropiados.

Esto es posible cuando particularmente las fisuras tienen hábito superficial, es decir, tiene un espesor relativamente constante en áreas extendidas. Sin embargo, (Sabarly et al., 1970) en muchas rocas el flujo parece dirigirse por vías preferenciales, siendo mucho mas difícil de reducir a esquemas matemáticos simple. Estas vías consisten a menudo en ensanchamiento de las mismas litoclasas.

## CAPÍTULO 6

### DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

#### 6.1 COMO ENFRENTAR EL ESTUDIO DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES

Este estudio confirma lo que los especialistas en suelos residuales han reconocido a través de diversas publicaciones, sobre la improcedencia de utilizar criterios convencionales desarrollados para suelos sedimentarios en la determinación de las propiedades de estos materiales, así como en el análisis de estabilidad. Estos procedimientos y metodologías convencionales no pueden ser aplicados directamente a este tipo de suelos debido a que la configuración de perfiles estratigráficos en suelos sedimentarios difiere totalmente para los suelos residuales.

Mientras que para los suelos sedimentarios existen estratos perfectamente diferenciados, en los suelos residuales la variación de propiedades es secuencial desde la roca madre al suelo-suelo de la superficie como se observa en las figuras 13, 16 y 9.

En los suelos residuales es necesario comenzar observando detenidamente el área de estudio, intentando descubrir todas las características y rasgos del suelo residual en sus distintos niveles con énfasis en las fallas ocurridas en estos materiales, las que pueden presentarse en diversas formas desde desprendimientos hasta deslizamientos globales.

Para abordar un estudio en taludes de suelos residuales, es necesario tener en cuenta las recomendaciones que se mencionan a continuación:

- Se debe definir un programa de muestreo que considere los distintos materiales o estratos en relación a las posibilidades de ocurrencia de falla, apoyándose en las observaciones antes mencionadas. Un programa de muestreo ajeno a esta realidad carece de

representatividad, conllevando además, gastos de terreno y laboratorio innecesarios. Este programa de muestreo debe tener como objetivo identificar las zonas en las cuales se extrae el material inalterado para ensayar en el laboratorio de tal modo que la metodología a seguir debe considerar en el muestreo los planos de debilidad heredados de la roca matriz como primera prioridad, y solo en los casos de suelos residuales masivamente meteorizados en grado extremo se muestreará la matriz como suelo representativo ya que este material carece de planos de debilidad.

El muestreo sobre material inalterado que incluya los planos de debilidad requiere de extremo cuidado y muchas veces la participación de personal altamente calificado.

- Durante este estudio se llevaron a cabo ensayos de laboratorio de los cuales se obtuvieron las propiedades índice y de ingeniería, estos permitieron caracterizar el suelo de esta zona. Posteriormente se realizaron ensayos para determinar la resistencia al esfuerzo de corte, la metodología utilizada para ello, detallada en el anexo A, busco utilizar los recursos que se tenían disponible en el laboratorio e incluir los planos mas débiles que se observaron en terreno, esta metodología puede servir de referencia para futuros estudios.

Para un estudio en maicillo estos son los ensayos mínimos que deberían realizarse, y considerando que las muestras extraídas fueron escogidas para que incluyeran los planos de debilidad y los ensayos de corte consideraron la condición más desfavorable para el material, la incertidumbre frente a los resultados obtenidos disminuye considerablemente.

- Cuando se lleve a cabo un proyecto de ingeniería es necesario y conveniente averiguar si en la zona han ocurrido deslizamientos o fallas anteriores, ya que el proceso de meteorización es un proceso dinámico, en el cual el factor del tiempo, junto a las condiciones ambientales, no pueden perderse de vista. Definir la ubicación y profundidad de calicatas, realizando una detallada descripción estratigráfica y un muestreo secuencial en profundidad con el objetivo de obtener un perfil estratigráfico en donde se pueda diferenciar lo que es suelo meteorizado de la roca madre. Una vez caracterizado el suelo residual, es necesario identificar aquellos horizontes más susceptibles a colapsar. Esto permitirá asegurar la estabilidad en el tiempo. Con respecto a este punto, se recomienda leer el trabajo realizado por Katherine Toro, llamado “INFLUENCIA DE LAS

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS EN LAS PROPIEDADES GEOTECNICAS DE GRANITOIDES JURASICOS Y SUELOS ASOCIADOS EN LA RUTA 68” sobre de cómo influye el aspecto geológico al momento de tomar decisiones en este tipo de suelos y que un análisis convencional no se abarca en su totalidad .

## 6.2 DISCUSION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

### 6.2.1 Propiedades Índice y de Ingeniería

La variabilidad de las propiedades índices del maicillo depende del grado de meteorización en que se encuentre éste. Es decir, podemos encontrar maicillos que varían desde arenas limosas con plasticidad baja a nula, hasta arenas arcillosas con plasticidad media.

En la tabla 6 y 7 (anexo A), se presenta un resumen con propiedades índice del maicillo recopilados de diferentes estudios

A continuación se presentan unas tablas en las cuales se ve entre que rango se encuentra los valores de los ensayos:

Km 98,300

	<	Valor	>
Humedad Natural	0.19 (shale)	1.61%	1.9(shale)
Límite Líquido		-	
Peso Específico,Gs	2.8(cerro Bellavista Valparaíso)	2.81	2.82 (Autopista PK 27,580-27,755)
Densidad Natural seca del suelo , $\gamma_d$	2.8(cerro Bellavista Valparaíso)	2.80	2.82 (Autopista PK 27,580-27,755)

Km 100.800

	<	valor	>
Humedad Natural	0.19 (shale)	0.92%	1.9(shale)
Límite Líquido	27(Memoria PK 42.580 (Terraplén))	28.8	29 (PK 48,640 (Terraplén))
Peso Específico,Gs	2.64 (Memoria PK 47.095 (Terraplén))	2.71	2.8(cerro bellavista Valparaíso)
Densidad Natural seca del suelo , $\gamma_d$	Shale	2.70	shle

Km 105.400

	<	valor	>
Humedad Natural	0.19 (shale)	0.95%	1.9(shale)
Límite Líquido	25(Memoria PK 42.225 (Terraplén))	25.97	27 (Memoria PK 42.580 (Terraplén))
Peso Específico,Gs	2.64 (Memoria PK 47.095 (Terraplén))	2.79	2.8(cerro bellavista Valparaíso)
Densidad Natural seca del suelo , $\gamma_d$	Shale	2.78	shale

Como se aprecia, los valores están dentro de rangos esperables, aunque se recomienda repetir los ensayos con los distintitos estratos del perfil, ya que el material varia dependiendo del horizonte donde se extrae la muestra inalterada, por lo que son sólo parámetros de referencia .

## 6.2.2 Esfuerzo de Corte

### 1.-Aplicación de los Resultados del Ensayo o Fallas de Terreno

- Capacidad de carga en bases y fundaciones para estructuras en arcillas homogéneas saturadas, inmediatamente después de la construcción. El terreno bajo una fundación, es presionado por la falla y asume fallar por corte, en la forma como indica la figura N°31.a
- La presión de tierra en el muro de contención, prevalece inmediatamente después de la construcción .figura N°31.b
- Presión de tierra contra la entibación de una excavación temporal. figura N°31.c
- Prevención contra el levantamiento de fondo de las excavaciones. Figura N°31.d
- Estabilidad de taludes, inmediatamente después de la excavación . Figura N°31.e
- Estabilidad en diques de tierra, durante períodos cortos de construcción .Figura N°31.f

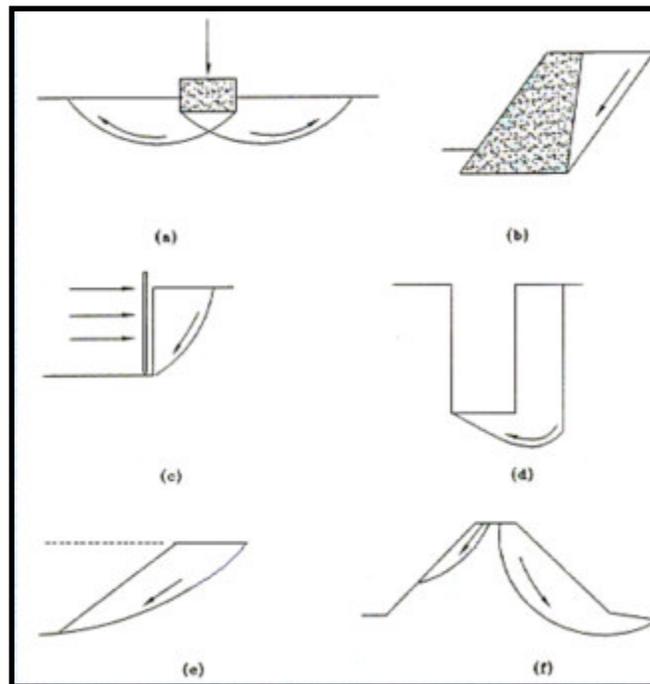


Fig 31 "Fallas en terreno debido al esfuerzo de corte"

## **2.-Ventaja del Ensayo de Corte Directo**

- El ensayo es relativamente rápido y fácil de realizar, aunque en este caso la preparación de la muestra demoró aproximadamente un día.
- El principio básico es fácilmente comprensible.
- El principio puede aplicarse a suelos granulares y otros materiales que contienen grandes partículas que serían muy caras de ensayar por otros medios.
- Puede medirse el ángulo de fricción entre suelo y roca, o entresuelo y otros materiales.
- El ensayo Triaxial es relativamente mucho más difícil de ejecutar e interpretar, especialmente si se toman medidas de presión de poros.
- Tallar este tipo de suelo para realizar un Triaxial es significativamente complicado.
- La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, y es por esto que se pudo efectuar esta metodología de ensayo.
- Se ha encontrado que los parámetros de suelo  $\tau$  y  $c$  obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiable como los valores Triaxiales (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento). Lo anterior no quiere indicar que el ensayo Triaxial sea indeseable; sino que, si se desean únicamente los parámetros de suelo, los valores que brinda el ensayo de corte directo se han encontrado usualmente bastante aceptables.
- El cuidado en la extracción en terreno de la muestra para este ensayo, es sólo tener claro cual es el plano de falla y el cuidado necesario para transportar la muestra. No importa si ésta se disgrega un poco o inclusive, si se llegara a partir en dos, pues como se quiere la resistencia residual, se puede volver a unir en la caja de corte.

## **3.-Limitaciones del ensayo de Corte Directo**

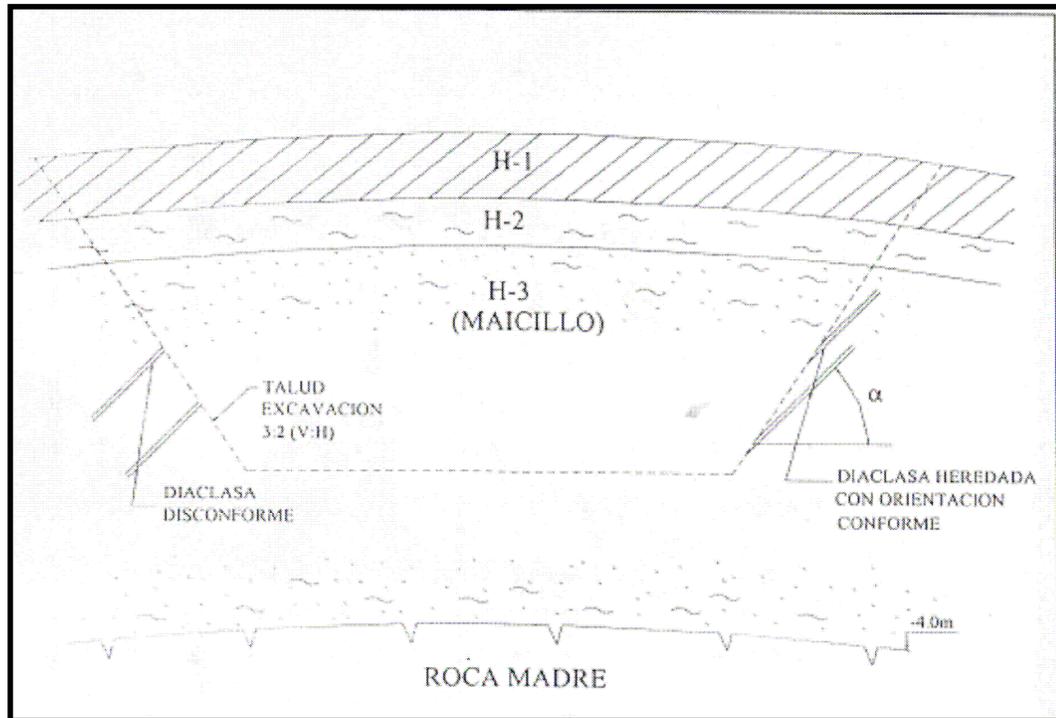
- La muestra está obligada a fallar en un plano predeterminado. Por ello cuando se extrae la muestra en terreno es importante tener en claro este plano de falla.
- La distribución de esfuerzos en ésta superficie es aproximadamente uniforme.
- No es posible controlar el drenaje de la muestra, sólo se puede variar la velocidad de desplazamiento.
- No puede medirse la presión de poros.

- Las deformaciones aplicadas están limitadas por recorrido máximo de la caja.
- El área de contacto entre las dos mitades de la muestra disminuye a medida que se realiza el ensayo. Pero como afecta a  $\tau$  y a  $\sigma$  en la misma proporción, el efecto en la envolvente de Coulomb es despreciable.
- El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores en la preparación de la muestra son considerable.
- No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson.

### **6.2.3 Inestabilidades Superficiales y Másicas de taludes de Corte**

Los deslizamientos observados en taludes, se pueden agrupar en dos tipos: Inestabilidades másicas, muchas de ellas en forma de cuña, que se mueven en los planos de debilidad (diaclasas) heredados de la roca madre y que, por concentrarse los minerales arcillosos en estos planos de debilidad, su resistencia al corte se ve fuertemente reducida, especialmente cuando existen filtraciones o napas colgadas en el interior del macillo o cuando ingresan el agua desde las banquetas o del sector de cunetas. La reducción de resistencia puede alcanzar a valores inferiores al de la resistencia de la matriz del macillo existente entre diaclasas por lo que, sin lugar a duda el mecanismo de inestabilidad se gatilla a través de dicho plano de debilidad, mucho antes que se pueda pensar en un deslizamiento clásico con superficie cuasi circular que se desarrolle a través de la matriz y que incluso pudiera comprometer el piso de la excavación.

Es de interés señalar que el ingreso de humedad hacia las diaclasas provenientes de fuentes externas (escurrimiento desde las banquetas o del sector de cunetas), se ve facilitado por la activación de las diaclasas como producto de la descompresión del suelo al ejecutar las excavaciones. Por otra parte, cuando las diaclasas presentan una orientación sistemática desfavorable, se pueden generar inestabilidades másicas, pero lo típico es que los desprendimientos comprometan sectores localizados con longitudes reducidas. Desafortunadamente, dada la aleatoriedad en la orientación de las diaclasas y al reducido espesor de la película arcillosa que las cubre (patina con fracciones de milímetros) son prácticamente imposibles de detectar con antelación a la ejecución de los cortes. Consecuentemente, es imposible predecir la magnitud y ubicación de los desprendimientos por inestabilidad másica, debiendo ser tratados a medida que estos se producen.



*Fig 32 “Sección típica de corte efectuada en maicillo”*

La Fig. 32 muestra una sección típica de corte en maicillo, en esta sección se puede destacar la orientación conforme presentan las diaclasas. Dicha orientación, una vez producido el corte será la que gatillará la falla del talud.

Algunas de las fallas observadas en las zonas estudiadas son:



*Fig 33 “Km 98.300 inestabilidad típica en plano de debilidad heredado ”*



*Fig 34 “Km 98.300 desprendimiento ”*



*Fig 35 “Km 98.300 detalle de una de las fallas en este kilometraje”*



*Fig 36 “Km 98.300 detalle de una de las fallas en este kilometraje”*



*Fig 37 “Km 98.300 detalle se las diaclasas en el talud”*



*Fig 38 “Km 100.800 detalle de las diaclasas en el talud”*



*Fig 39 “Km 100.800 falla en este kilometraje”*



*Fig 40 “Km 105.400 detalle de diaclasas y falla en este kilometraje”*

### 6.3 CONCLUSIONES

- No se puede utilizar criterios convencionales desarrollados para suelos sedimentarios en la determinación de las propiedades y análisis de estabilidad de los suelos residuales.
- Para realizar un estudio en suelos residuales es necesario comenzar observando detenidamente el área de estudio, intentando descubrir todas las características y rasgos del suelo residual en sus distintos niveles con énfasis en las fallas ocurridas en estos materiales.
- Se debe definir un programa de muestreo que debe tener como objetivo identificar las zonas en las cuales se extrae el material inalterado para ensayar en el laboratorio de tal modo que la metodología a seguir debe considerar en el muestreo los planos de debilidad heredados de la roca matriz como primera prioridad, y solo en los casos de suelos residuales masivamente meteorizados en grado extremo se muestreará la matriz como suelo representativo ya que este material carece de planos de debilidad.
- Los ensayos de laboratorio que se lleven a cabo (propiedades índice, ingeniería y de resistencia al corte) deben buscar utilizar los materiales que estén disponible e incluir los planos mas débiles que se observaron en terreno, si junto con esto ensayamos las muestras bajo las condiciones mas desfavorables que se observen en la zona, se tendrá un ahorro tanto en esfuerzo y recursos que se inviertan en esta etapa del estudio.

## **6.4 ORIENTACION PARA FUTUROS ESTUDIOS DE INVESTIGACIÓN EN SUELOS RESIDUALES**

Este trabajo representa un primer paso en el proceso de aunar criterios respecto al problema de suelos residuales a través del análisis de parámetros y resultados de comportamientos mecánicos de los suelos residuales

A continuación se proponen temas para tratar en futuros estudios y así ir complementando y progresando en el estudio de los suelos residuales:

- Un estudio de cómo el tiempo va influyendo tanto en el proceso de meteorización y de estabilización de este tipo de suelo.
- Realizar los ensayos presentados en este trabajo en los kilómetros 100,800 y 104,500 y establecer una comparación en estos tres lugares
- Se podrían refinar los cálculos de los parámetros del suelo si se hace un estudio junto con los geólogos, este trabajo se realizó en paralelo con el de Katherine Toro, esto es un primer acercamiento, si se trabaja en equipo, ampliando el campo de análisis, se puede llegar a determinar con certeza un diagnóstico sobre el futuro del comportamiento de este tipo de material.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Fookes, Peter G., 2004 “Suelos Residuales Tropicales” traducción de Fabián Hoyos
2. Grimme, Kurt y Alvarez, Leonardo, 1964, “Geología del Área Valparaíso – Viña del Mar”, Boletín N° 16 Instituto de Investigaciones Geológicas, Chile
3. Grimme, Kurt y Alvarez, Leonardo, 1964, “El Suelo de Fundación de Valparaíso y Viña del Mar”, Boletín N° 16 Instituto de Investigaciones Geológicas, Chile
4. Bjerrum, Laurits, 1966 “Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales”, The third Terzaghi lecture, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM 5
5. J.A. Jimenez Salas y J.L de Justo Alpañes, 1975 “Geotecnia y Cimientos I”, Propiedades de los Suelos y de las Rocas. 2Edición.
6. Lambe ,T.W;Whitman, R.V.2002. Mecánica de Suelos. Decimoquinta impresión de la segunda Edición . Editorial Limusa S.A 582 p.
7. Rapport de recherche LPC N°61. Les roches granitiques et leur alteration (1976)
8. NORMAS
  - NCH 1515 of 79
  - NCH 1517
  - NCH 154 of 69
  - NCH 1198
  - NCH 175 of 77
9. Comunicación personal .Ramón Verdugo Alvarado , Ingeniero Civil, Departamento Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas .Universidad de Chile
10. Comunicación personal con especialistas del MOP, Subdepartamento de Proyectos Concesionados
11. Comunicación personal Omar González, Laboratorio MECESUP

# ANEXO A: TABLAS

## CAPITULO 3

### ROCA METAMORFICA

Rocas metamórficas foliadas, de protolito principalmente plutónico y, sedimentario en menor proporción. Afloran como enclaves de longitud inferior a 2 km dentro de los complejos intrusivos de la zona costera. Intruidas por granitoides paleozoicos, con los que presenta en parte contacto gradual (Quintay, Las Cruces), y gabros jurásicos al este de Valparaíso (Caleta Las Docas). Incluye ortogneises graníticos y tonalíticos de biotita y migmatitas, conteniendo ocasionalmente porfiroblastos de microclina y granate; hornblenda, actinolita, augita y mica blanca subordinada; intercalaciones de esquistos anfibólicos, cloríticos, escasos lentes paragneísicos con cordierita-sillimanita-granate (Quintay) y esquistos sericíticos (Las Cruces). Foliación principal noroeste-oeste con manteos hacia el sur; pliegues similares de longitud de onda métrica a decamétrica con pequeñas zonas de cizalle dúctil que transponen la foliación principal (Las Cruces). Los enclaves metasedimentarios están inyectados por numerosas vetillas graníticas, de desarrollo ptigmático (Martin, comunicación escrita, 1994). Edad de metamorfismo indicada por K-Ar en biotita de  $278\pm 6$  Ma de ortogneises con granate (Caleta Las Cruces); isócronas Rb-Sr en roca total de paragneises: 330 Ma fueron interpretadas por Cordani et al. (1976) como edad del protolito, y de  $172\pm 2$  Ma (Cordani et al., 1976), como producto de rejuvenecimiento jurásico, significado que se atribuye también a la errorcrona en roca total de  $162\pm 48$  Ma de una 'suite' granítica-metamórfica analizada por Hervé et al. (1988). Ortogneises de similares características se encuentran en la zona comprendida entre Cartagena y San Antonio (Wall et al., 1996). Las rocas de este complejo fueron originalmente descritas bajo el nombre de Formación Quintay por Corvalán y Dávila (1963-1964, in Corvalán y Munizaga, 1972).<sup>4</sup>

---

<sup>4</sup> Carta Geológica Valparaíso - Curacaví

## UNIDADES INTRUSIVAS ESTUDIADAS

J<sub>s</sub>: plutón complejo de composición básica a intermedia, compuesto predominantemente por dioritas cuarcíferas de piroxeno-hornblenda-biotita, con tonalitas de hornblenda-biotita y gabros subordinados, que en ciertos afloramientos se presentan en forma de bandas alternadas de 1-3 m de espesor. Rocas de color gris oscuro a medio, grano medio a fino, con texturas inequigranular seriada e intergranular, en parte foliada, de origen magmático y también tectónico. Muestran plagioclasa zonada tipo andesina-labradorita con bordes mirmequíticos y anfíbola en cristales subparalelos. Los gabros contienen núcleos de olivino rodeados por ortopiroxeno y clinopiroxeno de entrecrecimiento lamelar y láminas de exsolución de titanita, a su vez con coronas de anfíbola o biotita. Contienen 45-60% SiO<sub>2</sub>, son de composición calcoalcalina, metaluminosa. Contactos graduales con intrusivos jurásicos J<sub>lv</sub> y granitoides J<sub>p</sub>; localmente en contacto por falla con granitos del Paleozoico (Tunquén). Edades K-Ar en biotita en el intervalo 155-157 Ma (este trabajo), en anfíbola 157±5 Ma (este trabajo); U-Pb en circones 157±3 Ma (Gana y Tosdal, en prep.).

J<sub>lt</sub>: predominantemente tonalitas y granodioritas de anfíbola-biotita. Rocas de color gris claro, grano medio a grueso, con escasas (<1%) inclusiones microdioríticas subredondeadas; textura hipidiomórfica granular, conteniendo plagioclasa zonada, ocasionalmente con bordes mirmekíticos, ortoclasa y microclina peritítica, hornblenda reemplazada por biotita, que aparece también en grandes láminas automorfas entrecrecida en forma lamelar con esfeno. Abundante apatito, circón y epidota accesorios, así como opacos granulares asociados a los minerales máficos. Rocas de composición calcoalcalinas de K intermedio, 58-75% SiO<sub>2</sub>, metaluminosas, de tipo I. Afloran en una franja continua nor-noroeste de 55 km de largo, entre Quilpué y Curacaví. Contactos graduales con rocas de la unidad J<sub>p</sub>. Intruyen a las formaciones Ajial y Horqueta, generando en ellas, zonas de alteración hidrotermal. Intruidas por granitoides del Cretácico con formación de zonas de enclaves magmáticos (este de Curacaví). Edades K-Ar en biotita en el intervalo 150-165 Ma (este trabajo); en anfíbola 161±4 Ma (este trabajo); isócrona Rb-Sr en roca total: 173±28 Ma (Hervé et al., 1988); U-Pb en circones 158±1 Ma (Gana y Tosdal, en prep.). Hospedan mineralización vetiforme de oro (minas Anita de Tapihue, San Lorenzo, Alaska), oro-cobre (minas Charlotte, Los Capachos) y cobre (Mina Estrella), fierro-oro (Mina El Litre) en forma subordinada.

Jlv: anfíbolitas, ortoanfíbolitas, gneises anfíbólicos, dioritas y monzodioritas foliadas y gabros. Rocas de color gris oscuro a medio, grano medio a fino, con frecuente foliación magmática y en parte dinámica (gnéisica y milonítica). Texturas que varían desde granoblástica poligonal hasta inequigranular seriada, formada principalmente por hornblenda y plagioclasa suborientada paralelamente. Las hornblendas, en cristales prismáticos contienen apatito poikilítico, encontrándose también la anfíbola en agregados de cristalización tardía; las plagioclasas se presentan euhedrales, zonadas, con bordes mirmekíticos en contacto con microclina u ortoclasa en las variedades monzodioríticas. Los gabros y dioritas se caracterizan por la presencia de clinopiroxeno con coronas de biotita. Abundantes cristales euhedrales de esfeno de origen magmático, indican la existencia de un metasomatismo Ti-Ca tardimagmático. Estas rocas constituyen plutones compuestos, de tamaño inferior a 16 km de largo, restringidos a la costa entre Laguna Verde y Punta Gallo. Intruyen ortogneises y granitoides paleozoicos, originando zonas bandeadas y de enclaves magmáticos (Quintay). ‘Schlieren’ de similar composición, incluidos en tonalita paleozoica, se encuentran entre Punta Talca e Isla Negra. Contacto gradual con granitoides Js (sector de Laguna Verde), e intruidas por abundantes filones lamprofídicos y cuarcíferos. Rocas calcoalcalinas de bajo K, metaluminosas, tipo I. Susceptibilidad magnética  $>1,5 \text{ emux}10^{-4}$ . Edades Ar40-Ar39 en anfíbola  $165 \pm 2,6 \text{ Ma}$  (Irwin et al., 1987); K-Ar en anfíbola:  $161 \pm 5 \text{ Ma}$  (este trabajo),  $167 \pm 3 \text{ Ma}$  (Cordani et al., 1976), en biotita:  $159 \pm 4 \text{ Ma}$  (este trabajo); Rb-Sr en biotita  $165 \text{ Ma}$  (Corvalán y Munizaga, 1972), errorcrona en roca total, biotita, feldespato potásico y apatita de  $156,3 \pm 1,2 \text{ Ma}$  (Godoy y Loske, 1988); U-Pb en circones:  $160-163 \text{ Ma}$  (Godoy y Loske, 1988). Considerados parte de la Formación Quintay por Corvalán y Dávila (1963-1964, in Corvalán y Munizaga, 1972).

Jp: tonalitas de hornblenda-biotita y monzodioritas cuarcíferas que forman un plutón de 42 km de longitud. Rocas de color gris medio, grano muy variable, desde grueso a fino, que contienen abundantes inclusiones básicas alargadas (1-10%) subparalelas, de 0,1-1 m de longitud. Presentan texturas alotriomórfica granular e inequigranular seriada, con plagioclasa micropertítica de bordes mirmekíticos, anfíbola con embahiamientos de plagioclasa e inclusiones poikilíticas de cuarzo. Contienen 60-65% SiO<sub>2</sub>; son rocas calcoalcalinas, metaluminosas a moderadamente peraluminosas, tipo I. Contactos graduales con granitoides jurásicos Js y Jlt. Atravesadas por enjambre de diques de composición diorítica, granítica y aplítica. Intruyen a granitoides

paleozoicos. Edades K-Ar en biotita:  $160 \pm 4$ ,  $158 \pm 4$ ,  $153 \pm 4$  Ma (este trabajo) y en anfíbola:  $129 \pm 8$  Ma (este trabajo).<sup>5</sup>

## **CAPITULO 4**

Granulometría Km 105.400

*Tabla N°3 “Granulometría Km 105.400”*

Material	Diametro [mm]	Pesos [g]
Sobre 3''	75.0	8510
Sobre 3/8''	9.5	1726
Bajo 3/8''	9.5	1890
Total		3616

TAMIZ N°	Diametro [mm]	Pesos [g]	% Retenido	% que pasa
2 1/2''	63.0	0	0.00	100.000
2''	50.0	554	15.32	84.679
1 1/2''	37.5	168	4.65	80.033
1''	25.0	86	2.38	77.655
3/4''	19.0	374	10.34	67.312
1/2''	12.5	340	9.40	57.909
3/8''	9.5	204	5.64	52.268
4	4.75	412	11.39	40.874
8	2.36	518	14.33	26.549
10	2.00	106	2.93	23.617
30	0.600	466	12.89	10.730
40	0.425	98	2.71	8.020
50	0.300	76	2.10	5.918
100	0.150	122	3.37	2.544
200	0.075	68	1.88	0.664

<sup>5</sup> Carta geológica Curacaví - Valparaíso

Granulometría Km 100.800

Tabla N°4 “Granulometría Km 100.800”

Material	Diametro [mm]	Pesos [g]
Sobre 3''	75.0	0
Sobre 3/8''	9.5	372
Bajo 3/8''	9.5	1134
Total		1506

TAMIZ N°	Diametro [mm]	Pesos [g]	% Retenido	% que pasa
2 1/2''	63.0	0	0.00	100.000
2''	50.0	0	0.00	100.000
1 1/2''	37.5	0	0.00	100.000
1''	25.0	0	0.00	100.000
3/4''	19.0	78	5.18	94.821
1/2''	12.5	158	10.49	84.329
3/8''	9.5	136	9.03	75.299
4	4.75	320	21.25	54.050
8	2.36	278	18.46	35.591
10	2.00	46	3.05	32.537
30	0.600	250	16.60	15.936
40	0.425	52	3.45	12.483
50	0.300	40	2.66	9.827
100	0.150	68	4.52	5.312
200	0.075	48	3.19	2.125

Ecuaciones utilizadas en el calculo de Gs:

Volumen del Sólido

$$V_s = \frac{W_2 + W_3 - W_1}{\gamma_{agua\_a\_4^\circ C}}$$

Densidad Seca del Sólido

$$\gamma_d = \frac{W_3}{V_s}$$

Gravedad específica del los Sólidos

$$\frac{\frac{W_3}{V_s}}{\gamma_{agua\_a\_4^\circ C}}$$

Limite de Aterberg:

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO KM 105,400					
N°Puntos	1	2	3	4	5
N° Capsula	90	82	8	68	67
Numero de Golpes	18	16	24	22	31
Peso Suelo Húmedo + Cápsula [g]	27.89	25.92	28	28.33	28.7
Peso Suelo Seco + Cápsula [g]	24.8	23.11	24.81	22.85	25.41
Peso Cápsula [g]	12.18	12.12	11.7	12.42	11.37
Peso Suelo Seco [g]	12.62	10.99	13.11	10.43	14.04
Peso Agua [g]	3.09	2.81	3.19	5.48	3.29
Contenido de Humedad, $\omega$ %	24.48	25.57	24.33	52.54	23.43
Limite Liquido, L.L %	25.97				

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO KM 100,800					
N°Puntos	1	2	3	4	5
N° Capsula	45	97	46	86	16
Numero de Golpes	11	16	30	34	32
Peso Suelo Húmedo + Cápsula [g]	26.25	25.5	29.17	31.61	30.69
Peso Suelo Seco + Cápsula [g]	22.97	22.57	25.48	27.34	26.77
Peso Cápsula [g]	11.37	12.09	11.93	11.55	12.21
Peso Suelo Seco [g]	11.6	10.48	13.55	15.79	14.56
Peso Agua [g]	3.28	2.93	3.69	4.27	3.92
Contenido de Humedad, $\omega$ %	28.28	27.96	27.23	27.04	26.92
Limite Liquido ,L.L.%	28.80				

Tabla N°5 “Relaciones entre las diversas magnitudes definidas”

DATOS	INCOGNITA					
	$\gamma_s$	$\gamma_d$	$\gamma$	w	n	e
$\gamma_s, \gamma_d$	-	-	$\gamma_d + \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \gamma_w^*$	$\frac{\gamma_w - \gamma_w^*}{\gamma_d \gamma_s}$	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$
$\gamma_s, \gamma$	-	$\frac{\gamma - \gamma_w^*}{1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}}$	-	$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)^*}$	$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s - \gamma_w^*}$	$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma - \gamma_w}$
$\gamma_s, \omega$	-	$\frac{\gamma_w}{\gamma_s}^* \frac{\gamma_w + \omega}{\gamma_s}$	$\frac{\gamma_s(1 + \omega)}{\gamma_w + \gamma_s \omega}^*$	-	$\frac{\gamma_s}{\gamma_s + \frac{\gamma_w}{\omega}}^*$	$\frac{\gamma_s \omega^*}{\gamma_w}$
$\gamma_s, n$	-	$\gamma_s(1 - n)$	$\gamma_s - (\gamma_s - \gamma_w)n^*$	$\frac{n}{\frac{\gamma_s}{\gamma_w}(1 - n)}^*$	-	$\frac{n}{1 - n}$
$\gamma_s, e$	-	$\frac{\gamma_s}{1 + e}$	$\frac{\gamma_s + e\gamma_w^*}{1 + e}$	$\frac{e\gamma_w^*}{\gamma_s}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
$\gamma_d, \gamma$	$\frac{\gamma_d \gamma_w}{\gamma_d + \gamma_w - \gamma}^*$	-	-	$\frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$	$\frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d}^*$	$\frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_w + \gamma - \gamma_d}^*$
$\gamma_d, \omega$	$\frac{\gamma_d}{1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \omega}^*$	-	$\gamma_d(1 - \omega)$	-	$\frac{\gamma_d \omega}{\gamma_w}^*$	$\frac{\gamma_d \omega}{1 - \gamma_d \omega}^*$
$\gamma_d, n$	$\frac{\gamma_d}{1 - n}$	-	$\gamma_d + n\gamma_w^*$	$\frac{n\gamma_w^*}{\gamma_d}$	-	$\frac{n}{1 - n}$
$\gamma_d, e$	$\gamma_d(1 + e)$	-	$\gamma_d + \frac{e}{1 + e} \gamma_w^*$	$\frac{e\gamma_w^*}{\gamma_d(1 + e)}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
$\gamma, \omega$	$\frac{\gamma}{1 - \omega \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)}^*$	$\frac{\gamma}{1 + \omega}$	-	-	$\frac{\gamma \omega}{\omega(1 + \omega)}^*$	$\frac{\gamma}{\gamma_w + \frac{\gamma_w}{\omega} - \gamma}^*$
$\gamma, n$	$\frac{\gamma - n\gamma_w^*}{1 - n}$	$\gamma - n\gamma_w$	-	$\frac{n}{\frac{\gamma}{\gamma_w} - n}^*$	-	$\frac{n}{1 - n}$

$\gamma, e$	$\gamma(1+e) - e\gamma_w^*$	$\gamma - \frac{e}{1+e}\gamma_w^*$	-	$\frac{\gamma_w}{\gamma\left(1+\frac{1}{e}\right) - \gamma_w}^*$	$\frac{e}{1+e}$	-
$\omega, n$	$\frac{n\gamma_w}{\omega(1-n)}^*$	$\frac{n\gamma_w}{\omega}^*$	$n\frac{1+\omega}{\omega}\gamma_w$	-	-	$\frac{n}{1-n}$
$\omega, e$	$\frac{e\gamma_w}{\omega}^*$	$\frac{e\gamma_w}{\omega(1+e)}^*$	$\frac{e}{\omega}\frac{1+\omega}{1+e}\gamma_w^*$	-	$\frac{e}{1+e}$	-

NOTA.-Cuando el cuadro correspondiente tiene un asterisco, la relación escrita en él sólo es válida para suelos saturados. En caso contrario es válida cualquiera que sea el grado de saturación . Las humedades están expresadas en tanto por uno

## CAPITULO 5

Corte 1

Carga.ensayo 0.5 [kg/cm2]  
 $\sigma$  0.9549 [kg/cm2]

Area 471.26 [cm2]  
 Largo 11 [cm]

DES.HOR [mm]	F.CORTE [kgf]	DES.VER [mm]
0	0	0
10	2	0
20	4	0
30	7	-0.8
40	10	-1
50	14	-1.5
60	17	-2
70	22	-2.5
80	26	-3
90	30	-4
100	35	-4.3
120	46	-5
140	59	-5
160	76	-5
180	92	-4.3

$\epsilon_h$	$\tau$ [kgf/cm2]	$\epsilon_v$
0	0	0
0.009	0.033	0.000
0.018	0.065	0.000
0.027	0.114	-0.001
0.036	0.163	-0.001
0.045	0.229	-0.001
0.055	0.278	-0.002
0.064	0.359	-0.002
0.073	0.424	-0.003
0.082	0.490	-0.004
0.091	0.571	-0.004
0.109	0.751	-0.005
0.127	0.963	-0.005
0.145	1.241	-0.005
0.164	1.502	-0.004

200	110	-3.5
250	155	2
300	190	12
350	216	34
400	226	65
450	227	101
500	225	134
600	222	193
700	190	237
800	140	250
900	122	253
1000	115	257
1100	110	258
1200	109	262
1300	109	267
1400	109	272
1500	109	277

0.182	1.796	-0.003
0.227	2.530	0.002
0.273	3.102	0.011
0.318	3.526	0.031
0.364	3.689	0.059
0.409	3.706	0.092
0.455	3.673	0.122
0.545	3.624	0.175
0.636	3.102	0.215
0.727	2.285	0.227
0.818	1.992	0.230
0.909	1.877	0.234
1.000	1.796	0.235
1.091	1.779	0.238
1.182	1.779	0.243
1.273	1.779	0.247
1.364	1.779	0.252

Corte2

Carga.ensayo 1 [kg/cm2]  
 $\sigma$  2.4045 [kg/cm2]

Area 374.29 [cm2]  
 Largo 11.8 [cm]

DES.HOR [mm]	F.CORTE [kgf]	DES.VER [mm]
0	0	0
10	2	-1
20	3	-1
30	7	-1
40	10	-1
50	15	-1
60	20	-1.1
70	25	-2
80	31	-2
90	37	-2.1
100	42	-3
120	54	-3.1
140	63	-3.5

$\epsilon_h$	$\tau$ [kgf/cm2]	$\epsilon_v$
0.000	0.000	0.000
0.008	0.041	-0.001
0.017	0.062	-0.001
0.025	0.144	-0.001
0.034	0.206	-0.001
0.042	0.308	-0.001
0.051	0.411	-0.001
0.059	0.514	-0.002
0.068	0.637	-0.002
0.076	0.761	-0.002
0.085	0.863	-0.003
0.102	1.110	-0.003
0.119	1.295	-0.003

160	75	-3.8
180	87	-3.8
200	101	-3
250	140	-0.8
300	176	6
350	198	16.5
400	209	33
450	211	54
500	211	72
600	208	94.5
700	193	103.5
800	169	105.5
900	164	105
1000	158	103
1100	149	102
1200	141.5	100
1300	141	99
1400	138.5	98
1500	136.5	97
1600	136	96
1700	136	95.5
1800	136	96
1900	136	97

0.136	1.542	-0.003
0.153	1.788	-0.003
0.169	2.076	-0.003
0.212	2.878	-0.001
0.254	3.618	0.005
0.297	4.070	0.014
0.339	4.296	0.028
0.381	4.337	0.046
0.424	4.337	0.061
0.508	4.275	0.080
0.593	3.967	0.088
0.678	3.474	0.089
0.763	3.371	0.089
0.847	3.248	0.087
0.932	3.063	0.086
1.017	2.908	0.085
1.102	2.898	0.084
1.186	2.847	0.083
1.271	2.806	0.082
1.356	2.795	0.081
1.441	2.795	0.081
1.525	2.795	0.081
1.610	2.795	0.082

Corte 3

Carga.ensayo 0 [kg/cm2]  
 $\sigma$  0.00 [kg/cm2]

Area 386.54 [cm2]  
 Largo 11.5 [cm]

DES.HOR [mm]	F.CORTE [kgf]
0	0
10	1
20	1.5
30	2
40	2.8
50	3.5
60	5

$\epsilon_h$	$\tau$ [kgf/cm2]
0.000	0.000
0.009	0.020
0.017	0.030
0.026	0.040
0.035	0.056
0.043	0.070
0.052	0.100

70	7
80	9.8
90	13.5
100	18
120	28
140	37
160	47
180	58.5
200	68
250	87
300	110
350	131
400	148.5
450	150
470	50.5
500	46
600	43.5
700	43
800	40
900	24
1000	21
1100	18
1200	16.3
1300	16.3
1400	17.1
1500	18
1600	18.1
1700	18.1
1800	18.1

0.061	0.139
0.070	0.195
0.078	0.269
0.087	0.358
0.104	0.557
0.122	0.736
0.139	0.935
0.157	1.164
0.174	1.353
0.217	1.732
0.261	2.189
0.304	2.607
0.348	2.956
0.391	2.985
0.409	1.005
0.435	0.916
0.522	0.866
0.609	0.856
0.696	0.796
0.783	0.478
0.870	0.418
0.957	0.358
1.043	0.324
1.130	0.324
1.217	0.340
1.304	0.358
1.391	0.360
1.478	0.360
1.565	0.360

Corte 4

Carga.ensayo 0.5 [kg/cm2]  
 $\sigma$  2.32 [kg/cm2]

Area 194.13 [cm2]  
 Largo 8 [cm]

DES.HOR [mm]	F.CORTE [kgf]	DES.VER [mm]
0	0	0
10	2	1
20	4.5	2
30	7	3
40	9.5	4
50	12	5
60	14.5	6
70	17	7
80	20	8
90	23	8.5
100	25.5	9.5
120	31	10
140	36	10.5
160	41	12
180	41.5	14
200	47.5	15.5
250	56.2	15
300	62	14.5
350	66.8	13.5
400	70	11.5
450	72	9
500	72.2	7.3
600	71	6.8
700	60	10.5
800	56	19
900	55.1	28.3
1000	55.1	37
1100	55.1	44.3
1200	55.1	50

$\epsilon_h$	$\tau$ [kgf/cm2]	$\epsilon_v$
0.000	0.000	0.000
0.013	0.079	0.001
0.025	0.178	0.003
0.038	0.277	0.004
0.050	0.376	0.005
0.063	0.476	0.006
0.075	0.575	0.008
0.088	0.674	0.009
0.100	0.793	0.010
0.113	0.911	0.011
0.125	1.011	0.012
0.150	1.229	0.013
0.175	1.427	0.013
0.200	1.625	0.015
0.225	1.645	0.018
0.250	1.882	0.019
0.313	2.227	0.019
0.375	2.457	0.018
0.438	2.647	0.017
0.500	2.774	0.014
0.563	2.853	0.011
0.625	2.861	0.009
0.750	2.814	0.009
0.875	2.378	0.013
1.000	2.219	0.024
1.125	2.184	0.035
1.250	2.184	0.046
1.375	2.184	0.055
1.500	2.184	0.063

Corte 5

Carga.ensayo 0.5 [kg/cm2]  
 $\sigma$  1.77 [kg/cm2]

Area 254.72 [cm2]  
 Largo 10.1 [cm]

DES.HOR [mm]	F.CORTE [kgf]	DES.VER [mm]
0	0	0
10	-1	-0.5
20	-1.8	-0.8
30	0	-1
40	1.2	-1.5
50	2	-2
60	3.1	-2.6
70	5	-3
80	7.3	-3.5
90	12	-3.9
100	17	-4
120	31	-4.5
140	49.5	-4.9
160	69	-5.1
180	87	-5.1
200	107	-5.1
250	155	-4.8
300	187	-5
350	223	-2.1
400	257	2.5
450	286	9.2
500	313	18
600	330	41.5
700	331	64.5
800	332	86
900	333	103.5
1000	343.5	119
1100	351	133
1200	362	147
1300	367.5	161.5
1400	371	176.5

$\epsilon_h$	$\tau$ [kgf/cm2]	$\epsilon_v$
0.000	0.000	0.000
0.010	-0.030	0.000
0.020	-0.054	-0.001
0.030	0.000	-0.001
0.040	0.036	-0.001
0.050	0.060	-0.002
0.059	0.094	-0.003
0.069	0.151	-0.003
0.079	0.220	-0.003
0.089	0.362	-0.004
0.099	0.513	-0.004
0.119	0.936	-0.004
0.139	1.495	-0.005
0.158	2.084	-0.005
0.178	2.628	-0.005
0.198	3.232	-0.005
0.248	4.681	-0.005
0.297	5.648	-0.005
0.347	6.735	-0.002
0.396	7.762	0.002
0.446	8.638	0.009
0.495	9.453	0.018
0.594	9.967	0.041
0.693	9.997	0.064
0.792	10.027	0.085
0.891	10.057	0.102
0.990	10.375	0.118
1.089	10.601	0.132
1.188	10.933	0.146
1.287	11.099	0.160
1.386	11.205	0.175

1500	372	191.5
1600	372	206
1700	371.5	220
1800	371	234
1900	370	246.5
2000	369	252
2100	367.5	271
2200	364.9	281
2300	362.1	292
2400	360	302
2500	356.5	313
2600	352.5	324
2700	349.5	336
2800	346	348
2900	343	360
3000	341.5	371.5
3100	339.5	383
3200	337	395.4
3300	335	402.5
3400	334	421.5
3500	333	435.6
3600	331.7	449.5
3700	330	462.5
3800	328	476.5
3900	326	491
4000	324	505
4100	322.5	520
4200	321	533
4300	318.5	547.5
4400	316	560.5
4500	314.8	574.5
4600	313.2	589
4700	312	603
4800	310	617
4900	307	631
5000	305	635

1.485	11.235	0.190
1.584	11.235	0.204
1.683	11.220	0.218
1.782	11.205	0.232
1.881	11.175	0.244
1.980	11.145	0.250
2.079	11.099	0.268
2.178	11.021	0.278
2.277	10.936	0.289
2.376	10.873	0.299
2.475	10.767	0.310
2.574	10.646	0.321
2.673	10.556	0.333
2.772	10.450	0.345
2.871	10.359	0.356
2.970	10.314	0.368
3.069	10.254	0.379
3.168	10.178	0.391
3.267	10.118	0.399
3.366	10.088	0.417
3.465	10.057	0.431
3.564	10.018	0.445
3.663	9.967	0.458
3.762	9.906	0.472
3.861	9.846	0.486
3.960	9.786	0.500
4.059	9.740	0.515
4.158	9.695	0.528
4.257	9.619	0.542
4.356	9.544	0.555
4.455	9.508	0.569
4.554	9.459	0.583
4.653	9.423	0.597
4.752	9.363	0.611
4.851	9.272	0.625
4.950	9.212	0.629

Corte 6

Carga.ensayo 0.5 [kg/cm2]  
 $\sigma$  1.34 [kg/cm2]

Area 336.51 [cm2]  
 Largo 10.2 [cm]

DES.HOR [mm]	F.CORTE [kgf]	DES.VER [mm]
0	0	0
10	5	-0.5
20	5.5	-1
30	9	-1.8
40	12	-2.2
50	15	-2.5
60	19	-3
70	22.5	-3.2
80	26	-3.5
90	30	-3.8
100	35	-3.8
120	43.5	-3.5
140	52	-3.5
160	62	-3.2
180	71.5	-2
200	80	-0.5
250	99	8.5
300	109	120
350	110.5	144
400	110.8	155
450	110.8	165
470	110.5	174.5
500	109.5	192
600	102	200.5
700	94.1	204.7
800	89.5	206.2
900	84.7	207
1000	81.8	207
1100	77.5	206
1200	75	204.5
1300	72	203.7

$\epsilon_h$	$\tau$ [kgf/cm2]	$\epsilon_v$
0.000	0.000	0.000
0.010	0.114	0.000
0.020	0.126	-0.001
0.029	0.206	-0.002
0.039	0.274	-0.002
0.049	0.343	-0.002
0.059	0.434	-0.003
0.069	0.514	-0.003
0.078	0.594	-0.003
0.088	0.686	-0.004
0.098	0.800	-0.004
0.118	0.994	-0.003
0.137	1.189	-0.003
0.157	1.417	-0.003
0.176	1.635	-0.002
0.196	1.829	0.000
0.245	2.263	0.008
0.294	2.492	0.118
0.343	2.526	0.141
0.392	2.533	0.152
0.441	2.533	0.162
0.461	2.526	0.171
0.490	2.503	0.188
0.588	2.332	0.197
0.686	2.151	0.201
0.784	2.046	0.202
0.882	1.936	0.203
0.980	1.870	0.203
1.078	1.772	0.202
1.176	1.715	0.200
1.275	1.646	0.200

1400	71	200
1500	69.5	196.5
1600	68.3	193.3
1700	67.2	190
1800	65.1	185
1900	63.1	179.5
2000	61	173.5
2100	60.4	167.5
2200	59.5	161
2300	58.5	154.5
2400	58.5	148.7
2500	58.2	142
2600	57.9	136
2700	57.9	130
2800	57.9	122
2900	57.9	117.1
3000	57.9	112.1

1.373	1.623	0.196
1.471	1.589	0.193
1.569	1.561	0.190
1.667	1.536	0.186
1.765	1.488	0.181
1.863	1.443	0.176
1.961	1.395	0.170
2.059	1.381	0.164
2.157	1.360	0.158
2.255	1.337	0.151
2.353	1.337	0.146
2.451	1.331	0.139
2.549	1.324	0.133
2.647	1.324	0.127
2.745	1.324	0.120
2.843	1.324	0.115
2.941	1.324	0.110

## TRABAJO CON AZUFRE

### A.1.1- Medidas de seguridad

- Se debe trabajar con mascarilla, en lo posible es recomendable tener en la zona donde se va a manipular el azufre un extractor de aire.
- Usar guates.
- Usar un overol, si esto no es posible, utilizar alguna ropa que lo aíse del azufre, como por ejemplo un delantal.
- Usar antiparra.
- La zona de trabajo debe estar despejada y limpia y con todos los instrumentos que se necesitan a mano, esto es muy importante , ya que el azufre es altamente inflamable , y puede incendiar cualquier cosa que este cerca.
- Los instrumentos con los que se calienta en azufre (paila , cucharones, espátulas ...etc) se deben limpiar SIEMPRE por los motivos mencionados en el punto anterior.



#### A.1. 2.- Trabajar con azufre

Se debe calentar el azufre con arena de relave, esta mezcla son dos medidas de azufre y una medida de arena de relave. Esta mezcla se debe calentar lentamente, impidiendo que se haga una costra en la superficie, lo optimo es mezclar por 40 minutos aproximadamente a fuego bajo, ya que si se trabaja con la llama muy alta , la mezcla se inflama.

Si se llegara a prender esta mezcla **NO APAGUE CON AGUA**, se debe tener un extintor especial para apagar este tipo de compuesto químico, si no tiene extintor intente dos cosas:  
Apagar el fuego con la misma arena de relave que usa para hacer la mezcla  
Intente ahogar el fuego (que el fuego no siga consumiendo exígelo), tapando la paila que se esta usando.

Se recomienda calentar porciones pequeñas y hacer todo muy paulatinamente y despacio para evitar accidentes.



## **CAPITULO 6**

*Tabla N°6 “Propiedades del Maicillo de diferentes Estudios”*

Maicillo	# Fino	W1	IP	Gs
Cerro Bellavista Valparaíso	Sn/dato	24	7	2.8
Autopista PK 23.170-23.200	36	38	13	2.84
Autopista PK 27.580-27.755	37	30	3	2.82
Memoria PK 42.225 (Terraplén)	24	25	8	2.53
Memoria PK 42.580 (Terraplén)	25	27	7	2.51
Memoria PK 47.980 (Terraplén)	33	33	12	2.51
Memoria PK 48.360 (Terraplén)	33	34	10	2.60

Memoria PK 48.640 (Terraplén)	33	29	9	2.63
Memoria PK 48.700 (Terraplén)	25	30	10	2.55
Memoria PK 47.095 (Terraplén)	48	54	23	2.64
Memoria PK 48.900 (Terraplén)	30	34	7	2.63

*Tabla N°7 “Propiedades elementales de Suelos y Rocas en estado natural y saturado”*

Tipo de suelo o roca	N%	e	W %	$\gamma_d$
Arena Uniforme Floja	46	0.85	32	1.43
Arena Uniforme Densa	34	0.51	19	1.75
Arena bien graduada Floja	40	0.67	25	1.59
Arena bien graduada densa	30	0.43	16	1.86
Zahorra	30-15	0.43- 0.18	16-7	1.86-2.25
Morrena glacial con partículas de todo tamaño	20	0.25	9	2.12
Arcilla recién sedimentada	96.8-62	30.3-1.63	1.120-60	0.086- 1.03
Arcilla muy blanda	70-50	2.33-1	86-37	0.81-1.35
Arcilla blanda	70-40	2.33-0.67	86-25	0.81-1.62
Arcilla mediana	58-33	1.4-0.49	52-18	1.13-1.81
Arcilla firme	56-33	1.27-0.49	47-18	1.09-1.81
Arcilla muy firme	51-30	1.05-0.43	39-16	1.32- 1.891
Arcilla dura	51-15	1.03-0.18	38-7	1.32-2.29
Arcilla yesífera muy dura				2
Arcilla Esquistosa (clay-shale)	15-5	0.18-0.05	37-1.9	2.29-2.56
Esquistos Arcilloso (shale)	5-0.5	0.053- 0.005	1.9-0.19	2.56-2.68
Arcilla de muy blanda a blanda, muy orgánica	75-64	3-1.8	1.10-67	0.68-0.97

Arcilla de muy blanda a blanda, organica	66-50	1.9-1	70-37	0.93-1.35
Arcilla glaciaria blanda	55	1.2	45	1.22
Arcilla glaciaria firme	37	0,6	22	1.70
Arcilla glaciaria dura	29	0.4	15	1.92
Arcilla sobre consolidada , de firme a dura, fisurada , de londres			36-22	
Arcilla volcánica del valle de México	91-86	9.8-6	410-25	0.22-0.34
Limo yesifero de las afueras de zaragoza (parcialmente saturado)		0.98-0.77		1.16-1.53
Loees (parcialmente saturado)	55-30	1.22-0.43		1.19-1.85
Turba (MacFarlane,1969)	96-67	25-2	3.200-100	0.04-0.41
Andesita				2.3-2.75
Anhidrita	6-0.6			
Arenisca	42-8			1.6-2.9
Basalto				2.75-3
Caliza	30-0.8			1.55-2.85
Caliza Margosa				2.1-2.46
Carbon Marron de poca potencia calorífica	70-60			
Cuarcita	8.7-0			2.6-2.63
Dacita				2.5-2.75
Diabasa	0.3			2.9-3.1
Dolomia	25-0.2			2.2-2.85
Esquistos	20-0.02			1.5-3.2
Esquistos Cuarzo-Sericitico, muy meteorizado, duro, de Venezuela				
Fonolita				2.54-2.66
Gabro				2.92-3.05
Gneiss	2.4-0.3			25-2.78
Granito Meteorizado	3.1-1.3			2.5-2.6
Granito sano	0.8-0.05			2.6-2.75
Hormigón	10-2			
Margas	52-16			2.32-2.35

Mármol	6-0.1			2.65-2.75
Pizarra				
Porfido				2.7-2.9
Riolita				2.45-2.6
Yeso	4-0.1			2.2-2.3

# ANEXO B: GRÁFICOS Y DATOS

## CAPITULO 5

