

41 Pag.
25 090 X 0, v, v

33691



"ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL

EN SAN CARLOS DE BARILOCHE"

ESTUDIO GEOTECNICO

O
X12
B15e

F331.9

Relae c/ F331.9
+ 24
v. Def.

Licenciado Carlos A. Beros

Setiembre - Octubre 1990.-

INDICE

- I) MARCO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO
- II) HIDROGEOLOGIA
- III) ESTABILIDAD DE TALUDES
- IV) AGRESIVIDAD
- V) DERIVA LITORAL
- VI) MOVIMIENTO DE SUELOS
- VII) METODO DE TRABAJO
- VIII) FUNDACIONES
- IX) TABLAS DE DATOS GEOTECNICOS
- X) PERFIL GEOTECNICO
- XI) DATOS PARA EL CALCULO
- XII) REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS
- XIII) PLANO TOPOGRAFICO - GEOMORFOLOGICO - DE UBICACION DE LABORES
- XIV) PLANO GEOTECNICO - HIDROGEOLOGICO

I. MARCO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

El predio en consideración se halla en el ámbito del Complejo Volcánico-Sedimentario denominado Grupo Nahuel Huapi (G. Bonorino, 1978).

Los afloramientos más cercanos de estos términos se hallan unos 150 m al NW del predio, unos 25-30 m costa afuera a unos 14 m de profundidad. Se trata de tobas y tufitas con estratificación grosera subhorizontal de tonos verde azules.

A 650 m al ENE del establecimiento existen afloramientos en la costa del Lago (cerca de la berma actual) de los cuales se han extraído fósiles, los que se presume, pueden corresponder a Formación Ventana.

Una perforación realizada por C.A.B. Perforaciones (1989), 400 m al E del predio atravesó 57 m de limos y arcillas lacustres sin tocar roca. Los sondeos geotécnicos en ningún caso tocaron estos términos.

Estos datos indican que el prerrelieve desarrollado sobre esta unidad del Terciario es en extremo irregular y su pendiente local más probable inclina hacia el NE.

Formación Ventana corresponde al basamento rocoso sobre el cual se desarrollan los depósitos Pliocuaternarios no litificados.

En discordancia angular y por encima se hallan las tillitas correspondientes al Drift Nahuel Huapi (Flint y Fidalgo, 1963) constituido en el predio por sedimentos glaciarios y glacifluviales (no se hallaron en las perforaciones sedimentos glacialacustres).

Por encima del till se halla un evento de espesores variables de sedimentos coluviales puros y de arrollada superficial muy inmaduros textural y composicionalmente, constituidos casi exclusivamente por till retrabajado.

Estos depósitos se interdigitan con eventos lacustres costaneros y mixtos.

Los depósitos lacustres corresponden a depósitos de cara de playa, berma y playa sumergida en condiciones de efecto intenso de tren de olas y se disponen en cuatro niveles morfológicos planialtimétricamente diferenciables (Fig. 1).

El abandono de los sucesivos niveles provocó una sucesión edafogénica con edades decrecientes de S a N.

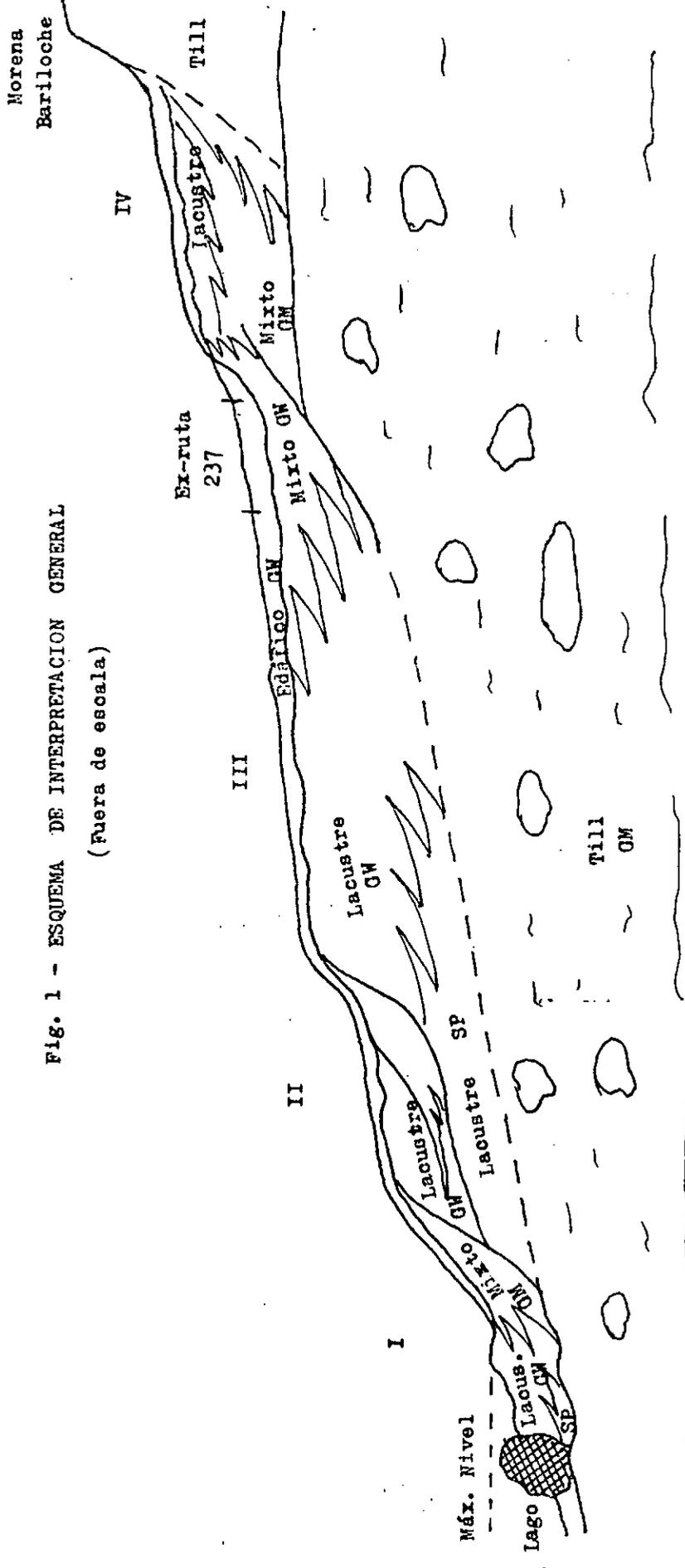


Fig. 1 - ESQUEMA DE INTERPRETACION GENERAL
(Fuera de escala)

FORMACION VENTANA
(GRUPO NAHUEL HUAPI)

Con esto, la edad y espesor de los suelos (edafogénicos) disminuye de S a N. La estructura interna de estos depósitos corresponde a entrecruzamientos de gran escala formados por la progradación de cordones litorales.

La playa actual está constituida por una berma de tormenta formada en períodos de máximo embalse y por una berma estacional. El sector de "rompientes" contiene bloques de hasta 2 m de diámetro resultantes de concentración residual a partir de la remoción del till.

El límite de la playa actual está formado por una escarpa o pequeño paleocan tilado fósil o inmóvil. La playa actual está en período de progradación con descenso relativo del nivel medio del lago.

Los ambientes mixtos, es decir subaéreos-lacustres están formados por intercalaciones de depósitos de backshore y coluviales con depósitos eólico-edáfi cos y de arrollada superficial.

II. HIDROGEOLOGIA

II.1. Generalidades:

Las unidades geohidrológicas que se hallan en el predio son esencialmente dos:

- a- Depósitos lacustres costaneros con predominio de grava arenosa. En el sector costero se encuentra arena gruesa uniforme con participación de grava fina. En todos los casos constituye el acuífero que interesa a los fines geotécnicos.
- b- El till conforma un acuicludo-acuitardo que a los fines prácticos podemos tomar como basamento hidrogeológico.

II.2. Nivel Freático (Mapa Isofreático)

Los niveles freáticos fueron medidos en repetidas oportunidades a lo largo del mes de trabajos obteniéndose valores crecientes en el tiempo. Se han tomado como valores últimos los medidos el día 26 de Setiembre y con ellos se construyó el mapa isofreático. Las coloraciones ocres en la zona de oscilación indican que el nivel puede ascender hasta 1,4 m por encima del actual (sector Pozos S1 y S2).

Datos de pozos y perforaciones vecinos (150 - 200 m al E, archivo C.A.B.) muestran oscilaciones estacionales de hasta 1,6 m.

La recarga de este pequeño acuífero se produce en términos de la Morena Bariloche ubicada al Sur del predio. La mayor cantidad de fluido ingresa a las unidades lacustres en forma de cascada freática 750 m al SE del predio.

La conformación de las líneas de flujo están condicionadas por la recarga principal restringida a un punto de "spreading" (sector SE) y al relieve del basamento hidrogeológico (sector de talud N).

Los espesores de acuífero son variables, desde un máximo de 6 m hasta escasos 2 m en cercanías del nivel de base (Lago Nahuel Huapi).

II.3. Calidad del Agua

El agua contiene un porcentaje elevado de Fe^{++} y en contacto con el aire precipita como hidróxidos complejos provocando incrustaciones.

El porcentaje de sulfatos solubles es menor de 10 mg/l.

En sectores alejados de contaminación por efluentes el agua califica como apta para consumo humano.

II.4. Permeabilidad

a- Determinaciones de laboratorio: (Método de Cabeza Constante) ASTM 02434-68

Para cada muestra se siguió el procedimiento normado, en las siguientes condiciones (Ejemplo muestra Sla)

Diámetro	: 8 cm
Altura de muestra (L)	: 20 cm
Area	: 50,26 cm ²
Volúmen	: 1005,3 cm ³
Peso	: 1727 gr.
Altura de carga	: 90 cm
Tiempo	: 180 seg.
Caudal (Q)	: 4250 cm ³ (v)
Temperatura (T)	: 10° C.

$$K_T = \frac{Q \cdot L}{50,26 \cdot 90 \cdot 180} = 0,104 \text{ cm/seg}$$

$$\eta_T / \eta_{20^\circ} = 1,298$$

$$K_{20^\circ} = 0,13 \text{ cm/seg}$$

Los valores de los ensayos se muestran en el Cuadro 1. Cada valor corresponde al promedio entre tres ensayos.

b- Fórmula de HAZEN:

Se comparan en el mismo Cuadro 1 valores de permeabilidad obtenidos de ensayos granulométricos según el método de Hazen

$$K = 10 \cdot (D_{10})^2$$

CUADRO I

Permeabilidad (cm/seg)

Labor	Muestra	Kl Laboratorio	Kh Hazen	Kb Bombeo
Sondeo 1	2	0,13	0,16	—
	4	1,04	1,44	—
Sondeo 2	3	0,23	0,4	0,155
	8	1,2	1,5	—
B	3	1,02	1,54	—
	6	0,18	0,23	—

Que son los
Sondeos?

Los "sondeos"?

B = (B₁) ?

c- Ensayo de Bombeo:

Antes de plantear un ensayo de bombeo se hacen notar algunas peculiaridades de los acuíferos a considerar. Téngase además en cuenta que los valores de permeabilidad son necesarios a fines geotécnicos y no hidrogeológicos.

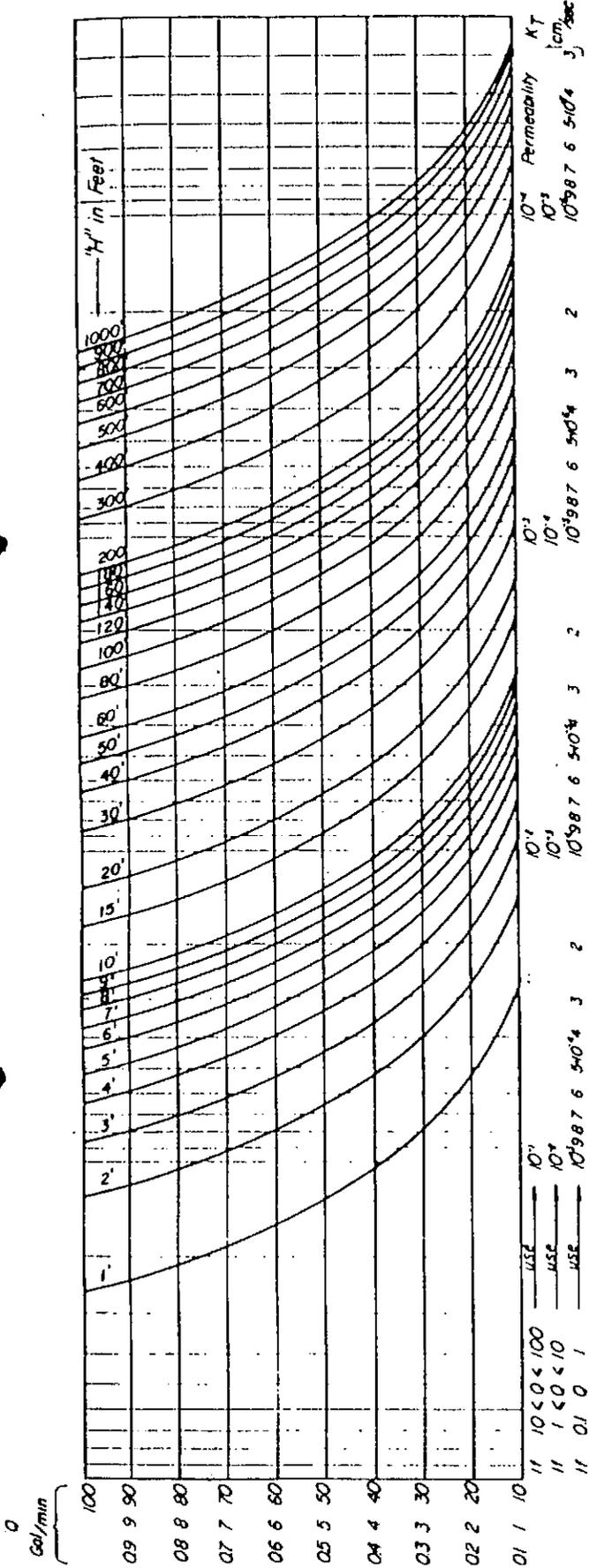
Acuífero A - Cubre el 100% del área y se restringe al S del talud costero actual

- La extensión total del acuífero no supera las 60 Ha.
- El espesor es extremadamente variable (6 m - 1,5 m)
- La topografía de la base es marcadamente irregular.
- El material es grava arenosa con clastos plateados y organizados según estructuras entrecruzadas de gran diámetro con pendiente hacia el N ($K_h > K_v$)
- Los pozos de bombeo y observación no han sido hechos según las normas para captación de aguas subterráneas sino como sondeos.

Con esto se estima conveniente utilizar el método sugerido por Davis y Sorensen (1969). (Copia 1).

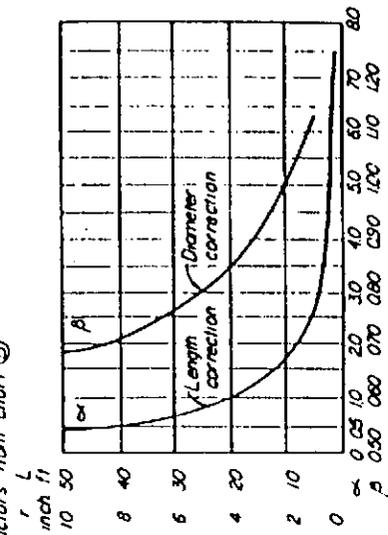
Ver copia adjunta con las siguientes consideraciones:

- Se utilizó un pozo de bombeo y dos de observación ubicados a 7,5 m aguas arriba de línea de flujo y 12 m aguas abajo respectivamente.
- El pozo de bombeo se encamisó con PVC de diámetro 3" y 3,2 mm de espesor.
- El filtro utilizado fue de ranura continua de 2,5" de diámetro y 2mm de abertura, con área abierta estimada de $1.305 \text{ cm}^2/\text{m}$ con lo que su capacidad de transmisión a 3 cm/seg es de alrededor de 14.000 l/h por metro de filtro. La longitud del filtro fue de 0,8 m.
- El pozo de bombeo fue realizado en 8".
- No se realizó engravado debido a las características del terreno.
- El desarrollo fue hecho con pistoneo hidráulico.
- Los pozos de observación fueron encamisados con PVC de 2,5" de diámetro ranurado con aproximadamente $80 \text{ cm}^2/\text{m}$ de área abierta. El desarrollo fue realizado con pistoneo hidráulico.
- Si bien se dispuso de un piezómetro, las características del acuífero (libre) hacen propicia la medición directa del nivel freático.



(A) Permeability chart

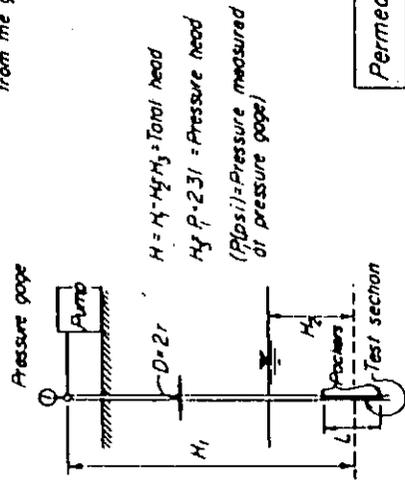
NOTE Chart (A) gives permeability directly if $r = 2$ inches, and $L = 20$ feet. Should there be deviation from the given values obtain correction factors from chart (B)



(B) Length and diameter corrections

The above charts give graphical solution for the equation $k = \frac{Q}{2\pi L H} \log_e \frac{L}{r}$

Permeability, $k = \alpha \cdot \beta \cdot K_T$



(C) Symbols used

Fig. 1.19 Graphical solution for determining permeability from packer-type test. (From "Handbook of Applied Hydraulics," 3rd ed. by C. V. Davis and K. E. Sorensen.) Copyright 1969 by McGraw-Hill Book Company, New York, N.Y. Used with permission of McGraw-Hill Book Company.

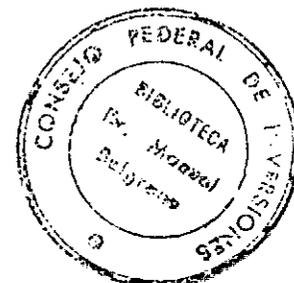
° En 6 horas se logró estabilizar el sistema en un caudal de máxima capacidad de 7.500 l/h. El nivel estático se halló a 6,9 m y el dinámico a 8,4 m (Nótese el elevado caudal específico en relación a las características constructivas del pozo).

La evaluación de permeabilidad según normas del ensayo da un valor.

$Q_F = 7.500 \text{ l/h}$	$ND = 8,4 \text{ m}$
$2/3 Q = 5.000 \text{ l/h}$	$nd = 8,0 \text{ m}$
$1/3 Q = 2.500 \text{ l/h}$	$nd = 7,7 \text{ m}$

En ausencia de piezómetro H es equivalente a la depresión

$\beta = 0,9$	$H_F = 1,5 \text{ m}$
$\alpha = 6,8$	$H_{2/3} = 1,1 \text{ m}$
	$H_{1/3} = 0,7 \text{ m}$



$$K_F = 0,11 \text{ cm/seg}$$

$$K_{2/3} = 0,090 \text{ cm/seg}$$

$$K_{1/3} = 0,085 \text{ cm/seg}$$

En nuestro caso debemos acudir a la más desfavorable (para excavaciones bajo el nivel freático, impermeabilizaciones, etc.), por lo tanto se toma el mayor valor (0,11 cm/seg).

Acuífero B

Está ubicado fuera del predio en cuestión, pero reviste un interés especial debido a que la conducción actual de afluentes se realiza por sobre el mismo. Está ubicado entre el borde de talud hasta la línea de costa.

La recarga es principalmente indirecta tanto desde el lago como desde el acuífero A con quien se halla conectado. El piso de este acuífero está cons-

tituido por el mismo material Tillítico, sólo que en un escalón paleotopográfico más deprimido.

El material constituyente principal es grava arenosa y bloques, una parte de la facies lacustre arenosa debería incluirse a este sistema debido a su particular situación con doble recarga. Constituye el sitio de fundación de cámara de rejillas, etc.

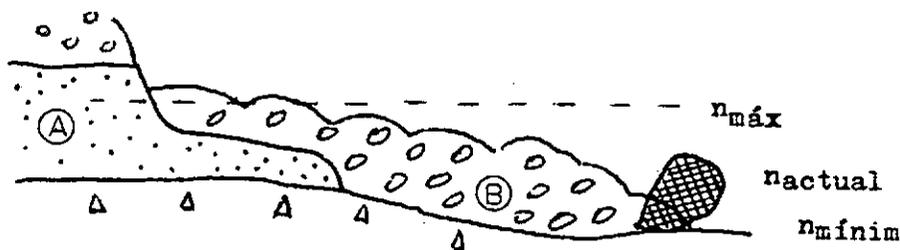


FIG. 1

Con la observación del esquema queda claro que las excavaciones deberán hacerse en época de mínimo nivel del lago, de tal modo de evitar el aporte más severo.

La permeabilidad de los depósitos de playa actual (B), estimada a partir de granulometrías es en el más desfavorable de los casos (sets de grava gruesa con bloques) de 8 cm/seg (nótese la inconveniencia de escavar con el nivel del lago alto).

La permeabilidad de la arena (A) tomada con el método de Cabeza Constante es de 0,18 cm/seg en el más desfavorable de los casos y de 0,21 cm/seg. según el Método de Hazen

III. ESTABILIDAD DE TALUDES

En relación a la estabilidad de un hipotético talud artificial a efectuarse durante la excavación del terreno debe considerarse lo siguiente:

No es posible definir una superficie de dislocación en materiales sin cohesión y con las características granulométricas mencionadas.

Estos materiales no pueden formar con el horizonte un ángulo más empinado que su ángulo de reposo (Terzaghi y Peck, 1958), (Krynine y Judd, 1972), (Hsui-Yang Fong, 1975)

Con esto el método propuesto en el contrato (valle Rodas) no puede utilizarse. Asimismo quedan descalificados todos los demás métodos que asumen distintas geometrías de planos teóricos de dislocación.

Se toma el ángulo de reposo del material seco en 30° .

En base al perfil teórico de la Fig. 2 se toma un ángulo de talud con las siguientes consideraciones:

- El ángulo de reposo del material "seco" se tomará a partir del primer metro por debajo del terreno natural hasta la aparición del nivel freático.
- El ángulo del suelo "edáfico" debe tomarse en 80°
- El ángulo por debajo del nivel freático debe considerarse 25° o menos debido al efecto de arrastre del agua al salir

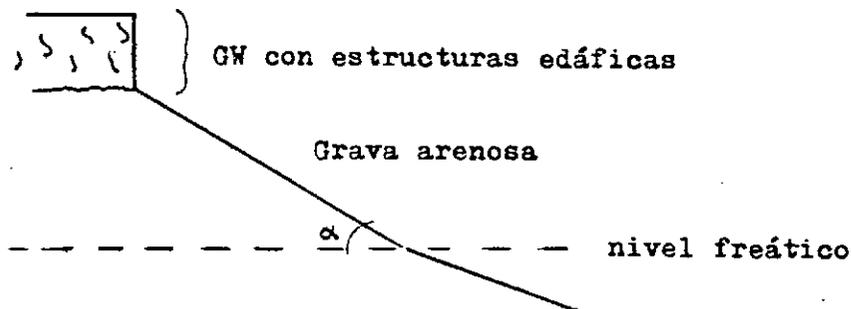


FIG. 2

Inconvenientes probables de un talud vertical: efectos verificados durante las excavaciones (ver Fig. 3)

Este tipo de comportamiento provoca caídas en masa de grandes volúmenes de terreno.

El valor empírico del ángulo de reposo directo puede hallarse construyendo un cono de material seco con una altura de 15 veces el tamaño del diámetro mayor de los clastos involucrados (para suelo granular grueso sin cohesivos) vertiendo de un recipiente directamente sobre el ápice. A este valor debe afectárselo por un coeficiente de seguridad de 1,3 para zonas con características climáti-

cas similares a Bariloche.

El factor de seguridad de un talud constituido por elementos granulares no cohesionados se define como la relación entre el ángulo de fricción interna y el ángulo real o teórico del talud. Según Terzaghi y Peck, 1958

$$F_s = \frac{\text{tg } \theta}{\text{tg } B}$$

con lo que, para un factor de seguridad razonablemente bueno tal es 1,3 el ángulo de reposo sería de 30°.

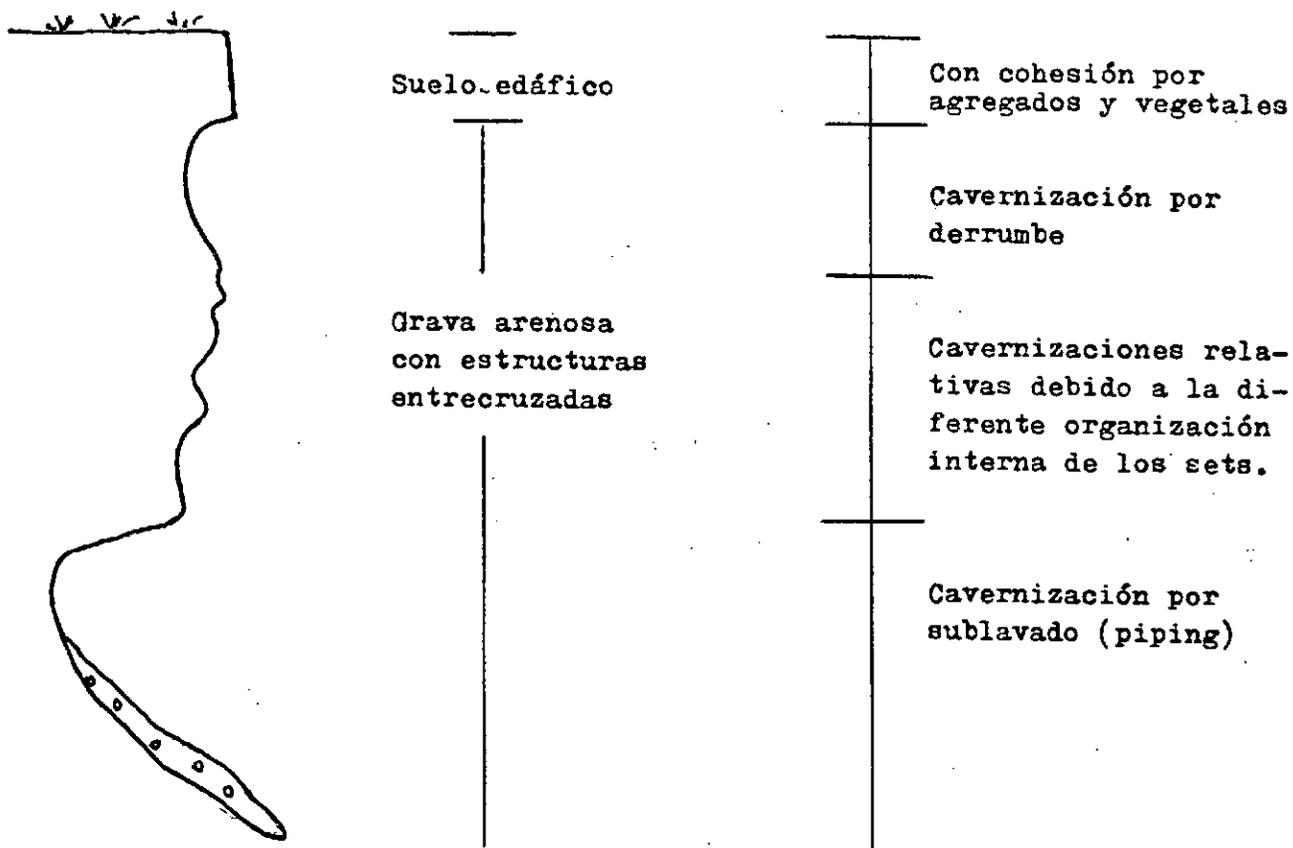


FIG. 3

IV. AGRESIVIDAD

Acidez del Suelo

Acidez actual (medida en una dispersión agua-suelo): es de pH 7,28

Acidez Potencial (estimada según propone Chernov, 1964): es de pH 7,1

Análisis Químicos

- Exámen Físico:

Aspecto límpido
 Color incoloro
 Conductividad : 28 micromho/cm
 Residuo a 105°C : 27 mg/l

- Exámen Químico:

Alcalinidad Total		20,0 mg/l
Carbonatos	0 mMol/l	
Bicarbonatos	0,4 mMol/l	24,4 mg/l
Cloruros	0,1 mMol/l	4,0 mg/l
Sulfatos		menos de 10,0 mg/l
Dureza Total		16,0 mg/l
Calcio	0,15 mMol/l	6,0 mg/l
Magnesio	0,01 mMol/l	0,25 mg/l
Sodio	0,15 mMol/l	5,5 mg/l
Potasio	0,01 mMol/l	0,4 mg/L
Amonio		0,2 mg/l
Nitritos		menos de 0,05 mg/l
Nitratos		0,04 mg/l
Fosfatos		0,20 mg/l

NOTA: Desde el punto de vista de la acidez y la concentración de sulfatos solubles el complejo agua-suelo no debe considerarse agresivo hacia el hormigón armado.

Debe observarse que los análisis físico-químicos como la acidez varían aun-

que levemente en las diferentes épocas del año. Por este motivo se recomienda rehacer los análisis durante el mes de Mayo para definir el efecto de las características del complejo suelo-agua sobre posibles efectos catalíticos en caso de usarse métodos de estabilización de suelos.

V. DERIVA LITORAL

La conjunción de factores hacen que el sector en consideración manifieste una de las tasas más altas de deriva litoral del Lago Nahuel Huapi. Tales factores son: vientos, predominantes del WNW, mayor longitud de Fetch, aporte de materiales granulares por erosión mínimo y por aporte fluvial (Río Ñireco) en grandes cantidades, posición de la costa respecto del tren de olas predominante y perfil de playa.

La medición de Deriva se realizó con clastos coloreados de sectores de playa, sector de rompientes y playa sumergida y con cuatro profundidades diferentes durante el tiempo de ejecución del estudio de suelos (es por esto último que debe tomarse como un valor parcial (instantáneo) y no como una media anual. Nótese que con las variaciones del nivel del lago varía la posición de la cara de playa, zona de rompientes y playa sumergida.

Resultados:

Debido a que los valores se han tomado en una época del año de fuertes vientos, alta tasa de aporte sedimentario y alto nivel del lago se entiende que los valores se acercan a los críticos. Tomando valores históricos de velocidad de vientos máximos se hace necesario ajustar los valores obtenidos por el coeficiente 2,3.

Debido a que con los distintos niveles del lago, el sector de rompientes (que registra la mayor tasa de deriva) alcanza diferentes posiciones, se asume que los valores de deriva de este sector son los máximos asegurados del conjunto de materiales granulares costaneros actuales. Se hace notar asimismo que la deriva se manifiesta en profundidad de agua hasta donde existen efectos significativos del tren de olas.

- Capa Activa: $27 \text{ cm} \times 2,3 = 62,10 \text{ cm}$
- Velocidad de Deriva Superficial Máxima: $0,72 \text{ m/día} \times 2,3 = 2,16 \text{ m/día}$
- Diámetro Hidráulico Crítico: según las observaciones realizadas con clastos de diámetros hidráulicos mayores de 35 cm que se hallan anclados por debajo de la capa activa, se encontró que los mismos no registran movimientos de deriva.

Con todo esto, tanto los caños de descarga al lago como los materiales de escollera deberán anclarse por debajo de 60-70 cm del nivel de playa y los diámetros hidráulicos del material de "Rip Rap" deben superar al menos en 0,25 la altura de anclaje (70-80 cm).

- Sedimentación costera: obstáculos perpendiculares a la costa que no permitan el paso de sedimentos en deriva se verán afectados por una marcada acumulación de materiales gruesos en el ángulo Occidental y al cabo del relleno sedimentario comenzará a colmatarse, con materiales más finos, el ángulo Oriental o de Sotavento

De permitirlo los aspectos técnicos y económicos, debería optarse por montar la descarga sobre pilotes cilíndricos de hierro a 1,2 m de la cota de máximo embalse del lago.

VI. MOVIMIENTO DE SUELOS

Medidas de Esponjamiento:

El factor de esponjamiento fué medido en cada una de las cuatro unidades principales.

	Transitorio	Permanente
1- Suelo "Edáfico"	1,27	1,22
2- Gravas Arenosas	1,35	1,27
3- Arenas Uniformes	1,12	1,09
4- Till	1,47	1,38

Nota: en cada caso se indicó un volúmen de material superior a $0,5 \text{ m}^3$

Trabajabilidad del Material:

Las características de todo el material incluyendo el Till, permiten trabajar con palas cargadoras con rodados de goma.

Se sugiere realizar primeramente la remoción del nivel de suelo "edáfico" y posteriormente proveer los drenajes para la excavación de la grava arenosa por debajo del nivel freático.

Se sugiere la excavación por bancos de no más de 2 m de altura comenzando desde el N. El piso de cada banco debería tener una pendiente mínima de 1° hacia el N y 1° hacia el W (de acuerdo a la posición de las isofreáticas). Esto permitirá un drenaje total hacia el lago conforme avance la excavación, hasta que se alcance el nivel de base (lago), a partir de este punto se recomienda recurrir a retroexcavadoras y escoger un sistema de desagote adecuado según las características hidrogeológicas.

Si las condiciones técnicas y económicas lo permiten, es conveniente deprimir el nivel freático de la periferia mediante perforaciones someras del tipo de punteras múltiples. El excedente (4-7 %) se podrá extraer de pozos de achique. Esta metodología permitirá ejecutar las obras por debajo del nivel freático en las mejores condiciones.

El Till merece una atención especial y deben considerarse dos posibilidades:

- Matriz (cerca del 96 % del material) puede ser trabajada con escarificadores, martillos rompedores con pala (tipo Piönjár o similares) y/o eventualmente con retroexcavadoras de gran potencia. No se recomienda el uso de explosivos.

- Bloques: es posible encontrar grandes bloques distribuidos al azar que necesariamente deberán ser trabajados con explosivos acordes a la composición y estructura del bloque. Según los datos locales nunca superan en un 6 % al volumen movilizado.

Nota: en cuanto a los coeficientes de trabajabilidad solicitados puede decirse que existen coeficientes empíricos y teóricos en el campo de los laboreos en roca. Para algunos casos particulares de movimiento de suelos existe la posibilidad de elaborar coeficientes empíricos sobre la base del rendimiento, en un

módulo, de determinado equipo con una metodología específica de trabajo. Se recomienda, en caso de que se realicen rellenos con el material del predio se consideren relaciones humedad-densidad del material (mezcla) resultante (Ensayo de compactación ASTM D 698-70 y D 1557-70)

VII. METODO DE TRABAJO

La metodología de trabajos quedó bien determinada en el contrato de obra. Cada una de las variaciones han sido justificadas en los items particulares. Se adjunta un listado de las normas básicas que han sido utilizadas.

- Recolección de muestras "in situ" ASTM D420
- Contenido de Humedad ASTM D2216-71
- Granulometría (mecánica) ASTM D421-58/ D42263
- Límite Líquido ASTM D423-66
- Límite Plástico ASTM D424-59
- Peso Específico ASTM D854-58
- Ensayos triaxiales:

Las muestras de suelos no cohesivos fueron remoldeadas hasta dejarlas normalmente consolidadas y sobre las mismas se realizaron ensayos CU que resultan, a nuestro criterio, los más adecuados al tipo de terreno.

La matriz del Till fue analizada con ensayos CD en muestras

- Análisis Sedimentológicos (textura):

Se tomaron cuadros de Krumbein (1941), Lees (1964), Kezdi (1964) y Myall (1986).

- Análisis Químicos:

Fueron realizados según sugerencias de Terzaghi y Peck (1958) y Chernov (1964) con un agregado de la rutina de análisis para aguas subterráneas.

- Clasificación de Suelos: (clasificación unificada, ASTM D2487)

Nota: de acuerdo a los perfiles recibidos recientemente con cotas de obra definitivas para primera y segunda etapa, se informa que el presente estudio cubre el sector de Primera Etapa. Para definir valores de la segunda Etapa será nece

sario investigar geotécnicamente, por lo menos, 3,5 m por debajo de la cota actual de estudios.

La cota de estudios para el área de Silos, según planos recibidos recientemente deberá ser de al menos 15 m.

VIII. FUNDACIONES

En todos los casos de acuerdo a las características del terreno se pueden realizar fundaciones someras o poco profundas. Sobre esta base y teniendo en cuenta que debido a las características de la obra van a ser utilizadas todas las unidades geotécnicas a diferentes profundidades como terreno de fundación, se calcularon presiones admisibles para cada una de ellas.

Presiones Admisibles:

Se toma en cuenta para el cálculo la cota de fundación, el asentamiento tolerable y la seguridad contra fractura (en este caso no estructurales). Se toman como premisas básicas que la acción máxima del hielo en el sector no excede en ningún caso los 40 cm; los cambios de volumen estacionales afectan los primeros 30 cm y no existen posibilidades de erosión de bases por vientos (eólica) ni por corrientes superficiales de agua (fluvial). No existirán interacciones entre estructuras del presente proyecto y estructuras vecinas.

Carga Final (Presión Final):

Se toma, debido a las características de baja compresibilidad (alto índice de rigidez) del terreno la hipótesis de fractura general (Caquot, 1934; Buisman, 1935; Terzaghi, 1943).

Para todos los casos de material granular no cohesivo y sin sobrecarga ($q=0$) se toma la fórmula de Prandtl y Reissner ($c=0$; $q=0$)

Para el Till se toma la fórmula de Buisman - Terzaghi con las consideraciones de Hasen y Christensen (1969).

Los factores de forma fueron extraídos de DeBeer (1967) con las modificaciones

de Vesic (1970)

Nota: En caso de inclinación o excentricidad de la carga como así también inclinación de la base o pendiente de la superficie de apoyo, perfil vertical no plano de la base de la fundación y velocidad de carga que escape a los rangos de carga estática, deben corregirse los valores de carga final.

Efecto de resistencia a la cizalla de sobrecarga y rugosidad excesiva de la base, inclinan hacia el lado de la seguridad los valores de presión final.

Para considerar la influencia de la compresibilidad de los suelos y efectos conexos (scale effects) se utilizan los criterios de Terzaghi (1943) con las consideraciones de Vesic (1969).

Para considerar el efecto del nivel freático se ha realizado una corrección para el caso más desfavorable tomando criterios de Meyerhof (1955).

Las condiciones de inhomogeneidad del perfil de suelo se han analizado según exposición de Winterkorn y Fang (1975), también en el más desfavorable de los casos según características del terreno.

En cuanto al efecto de posibles terremotos sobre el predio debe prestarse atención principalmente a condiciones de liquefacción potencial. La única unidad con alguna posibilidad de liquefacción durante movimientos sísmicos severos es la facies lacustre arenosa (Ver See, Lee and Idriss, 1969).

Para suelos susceptibles a liquefaccionarse, D'Appolonia (1970) sugiere algunos procedimientos que creemos de utilidad (Véase Copia 2)

Nótese que el tendido del conducto de descarga atraviesa más de 100 m de este material arenoso y se han detectado roturas sin explicación aparente.

Factor de Seguridad

El factor de seguridad fué seleccionado según el cuadro presentdo por Vesic, (1970) y se fijó en 2,8 para la totalidad de las obras con excepción de Silos que deberán tomarse en 3,5.

Nota: la presión admisible (presión final o de rotura/factor de seguridad) se ha tomado para cada unidad geotécnica en particular y es variable según la cota definitiva de fundación.

into a "minimum resistance structure" or "flow structure," which differs in the arrangement of the grains from the "normal structure" of a sand that governs the stress-strain behavior during S tests.

The results of the \bar{R} (CU) tests with cyclic loading in which liquefaction developed (always starting at small strains) were found to be governed also by the $\bar{\tau}_r$ line. During cyclic loading in which liquefaction, as defined by Casagrande, did not occur, pore pressure and cyclic strains increased with each cycle eventually resulting in momentary zero effective stresses when the deviator stress passed through the zero value. Castro (1969) attributes this to radical redistribution of moisture content within the specimen from the lower to upper portion of the specimen resulting in a nonhomogeneous specimen which can no longer be considered representative of in situ elements that remain homogeneous.

Although Seed and collaborators' and Casagrande's concepts of "liquefaction" are somewhat different, both schools of thought emphasize the importance of providing adequate relative density in cohesionless soils that may become saturated and subjected to static or especially to dynamic shear stresses. Castro (1969) concluded that of the three sands tested, the one with the subrounded to subangular grains was more susceptible to liquefaction than the sands with angular grains.

Kishida (1969) reported on field observations made where eruption of water and soil had been observed during three earthquakes of intensity V to VI (Japanese Meteorological Agency scale). Most of the liquefaction of sands occurred under these conditions, for sand in which $D_{50} < 2$ mm and $C_u < 10$. The effective overburden pressure was less than 2.0 kg/cm²; $D_r < 75$ percent and no fine-grained soil strata lay above the saturated sands.

D'Appolonia (1970) reported that the general conditions for liquefaction qualitatively documented by the Japanese based on the Niigata earthquake of 1964 were: the soils contained less than 10 percent fines (silt and clay sizes), D_{60} was between 0.2 mm and 1.0 mm, C_u was between 2 and 5, and the blow count per foot in standard penetration tests was less than 15. He suggested that liquefaction might occur in cohesionless soils of relative density less than 50 percent during ground accelerations of approximately 0.1g; while for relative densities greater than 75 percent, liquefaction is unlikely for most earthquake loadings. For foundation soils that are susceptible to liquefaction, D'Appolonia (1970) suggests the following procedure: (1) excavate the liquefiable material and replace it in a dense state by compaction, (2) bypass the questionable material by using piles to support the structure, and (3) densify the soil in situ by vibratory compactors, vibroflotation, stone columns, or other suitable means (see section 7.3). For machinery foundations the granular soils should be compacted to a depth (significant depth) of 1.5 times the average width of the foundation and for an annular distance around the building equal to at least one-half the average width of the foundation.

Where estimates of ground motion can be made using, for example, the work of Whitman and Richart (1967), D'Appolonia (1970) suggested relative densities of foundations subjected to dynamic loads and soil strain caused by the ground motion as follows:

Soil Strain Caused by Ground Motion	Suggested Minimum Relative Density
Small (10^{-5} to 10^{-3} in/in)	70 percent
Intermediate (10^{-3} to 10^{-2} in/in)	80 percent
Large (10^{-2} to 10^0 in/in)	90 percent

To reduce the risk of liquefaction the granular soil should be densified to a minimum relative density of 85 percent in the upper portions and at least 70 percent within the zone of influence (significant depth and area) of the foundation.

7.3 COMPACTION EQUIPMENT*

A large variety of mechanical equipment is available for compaction of soils, but soil type and moisture condition will often dictate the type of equipment and methods of use. The choice of compaction equipment depends also on the intended function of the compacted fill.

As was discussed in section 7.2, desirable characteristics of compacted fill are low compressibility and high shear strength. In addition, low permeability is essential for compacted fill in water-retaining structures. In cohesive soils, low compressibility and high shear strength can be correlated with high densities. The requirement for low permeability in water-retaining structures precludes the use of equipment or construction methods which will produce layering or laminations in compacted fill. Substantial variation in density (density gradients) in individual lifts are also to be avoided if a homogeneous fill is desired.

Types of Compaction Equipment Compaction equipment produces compaction by the amount and type of energy it applies to the soil. Table 7.6 shows types and typical uses of compaction equipment (NAVDOKS DM-7, 1962). Comparative studies of different types of compaction equipment using large-scale field tests have been made by the U.S. Corps of Engineers, by the British Road Research Laboratory, and by the U.S. Bureau of Reclamation. The following maximum dry densities, expressed as a percentage of modified AASHO density (56,250 lb/ft³), were obtained in silty clay fills built in 6-inch lifts, with six passes of the compaction equipment (Waterways Experiment Station, 1949):

10,000-lb wheel load rubber tires	92-94 percent
20,000-lb wheel load rubber tires	92-93 percent
40,000-lb wheel load rubber tires	93-94 percent
250-psi sheepsfoot roller	92 percent
500-psi sheepsfoot roller	91-92 percent
750-psi sheepsfoot roller	91-92 percent

These data indicate that increasing wheel-loads or contact pressures did not result in significant density increases. It should be noted, however, that the wheel pressures of the rubber-tired equipment remained constant and that the drums of the sheepsfoot roller remained in contact with the soil throughout the series of tests (i.e., the rollers did not walk out).

The British Road Research Laboratory (Lewis, 1960) compacted four different soils with five different types of compacting equipment: three-wheel smooth-wheel rollers, sheepsfoot rollers, a pneumatic-tire roller, vibrating base-plate compactor, and a vibrating roller. The high-pressure pneumatic-tire roller produced the highest compaction in a heavy clay, but a club-footed sheepsfoot roller produced almost the same compaction. The heavy pneumatic-tire roller and the vibrating roller produced the highest compaction in a sandy clay. Vibratory rollers produced the highest compaction in a well-graded sand and in a clay, sand, and gravel mixture.

A large-scale field test using a vibratory sheepsfoot roller

*Edward W. Gray, Jr., Civil Engineer, U.S. Bureau of Reclamation, prepared this section under the direction of the author.

Cota de fundación:

Debido a la naturaleza de las obras y la indefinición al momento de la ejecución del presente estudio de ubicación definitiva de las estructuras, se ha optado por entregar un plano geotécnico con tensiones de cálculo (presiones admisibles) a diferentes cotas y en distintos sectores (Ver resumen de datos geotécnicos)

IX. TABLAS DE DATOS GEOTECNICOS

Tanto los datos de campo como los de laboratorio han sido compilados en Tablas. Cada Tabla corresponde a una labor. La ubicación de las labores en terreno se halla en el plano Topográfico-Geomorfológico y de Ubicación de las Labores.



CARLOS ANDRES BEROS
LICENCIADO EN CIENCIAS GEOLOGICAS
MAT. 2090

LABOR: EXCAVACION S2

Fecha: Septiembre 1990

Profund. (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	M. Mas.	M. Mas. Entrec. Gran escala	Mas+Eda	Estruct. Sediment.	Muestreador	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Limite (%) Líquido	Limite (%) Plástico	Peso Específico	Angulo de Fricción Interna φ (Grados)	Cohesión C (Psi)	GRANULOMETRIA (mm)							Cu	Co	Formas > 1" - Lees (1964)	Redondez Krumbein (1941)							
																	< 0,08	Entre 0,08 y 0,4	Entre 0,4 y 2,0	Entre 2,0 y 4,0	Entre 4,0 y 19,0	Entre 19,0 y 76,2	> 76,2											
780,7	3-7-9 65%	1	GW	0.0							10			2,37								7	12	19	12	23	27		> 41-3	E	6-7			
	> 50	2	GW	0.0							7			2,2	39							0,5	7	22,5	12	25	27	6	> 4 1-3	D	7-8			
	> 50	3	GW	0.0																														
		4	GW	0.0																														
		5	GW	0.0																														
		6	GW	0.0																														
	No calificada para SPT	7	GW	0.0							5			2,7	41							1,5	9	20,5	9	27	30	3	> 4 1-3	D	7-8			
773,5		8	GW	0.0							25			2,12																				
		9	GW	0.0							17	26	22	2,50	36	7						5	18	18	10	25	20	4	> 4 1-3	BL	6			
				ΔΔ							17	26	IP 3	2,50	36	7						17	14	16	9	17	20			BL	3			

LABOR: TERZACHI 3

Fecha: Septiembre 1990

Profund. Cota (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	Estruct. Sediment.	Muestreador	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Peso Específico	Angulo de Fricción Interna (Grados)	Cohesión C (Psi)	GRANULOMETRIA (mm)						Cu	Co	Formas > 1" - Leas (1964)	Redondez Krumbein (1941)			
778	7-9 25-67	1	GW		Masivo	2"		15			2,4			< 0,08	Entre 0,08 y 0,4	Entre 0,4 y 2,0	Entre 2,0 y 4,0	Entre 4,0 y 19,0	Entre 19,0 y 76,2			E	6-7	Redondez Krumbein (1941)		
	>50	2	GW		Masivo	2"		3			2,09											D	8			
		3	GW		Entrecruz. gran escala	2"																D	8			
		4	GW			3"																				
		5	GW			3"		7			2,15	41														
		6	GW																							
		7	GW					12			2,22															
		8	GW					23			2,80															
		9	MD																							
		10	MD					27			2,4	42	5													

771,8

LABOR: CALICATA A

Fecha: Septiembre 1990

Profund. (m)	Cota (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	Muestra	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Limite Líquido (%)	Limite Plástico (%)	Peso Específico	Angulo de Fricción Interna ϕ (Grados)	Cohesión C (Psi)	GRANULOMETRIA (mm)	Cu	Co	Forma > 1" - Lees (1964)	Redondez Krumbein (1941)
774		3-7	1	GW	0.0	Masiva		7			2,3			< 0,08			E	6
		>50	2	GW	0.0	Masiva		2,4			2,03			Entre 0,08 y 0,4			D	6-7
			3	GW	0.0	Masiva								Entre 0,4 y 2,0			D	6-7
			4	GW	0.0	Masiva		7			2,3	42		Entre 2,0 y 4,0			D	7-8
			5	GW	0.0	Masiva		8			2,25			Entre 4,0 y 19,0			D	7
			6	GW	0.0	Masiva		19			2,3	42		Entre 19,0 y 76,2			ED	5-6
			7	GW	0.0	Masiva		27									E	5
		21-24	8	SP	0.0	Masiva	2"	29			2,2	36					E	5
	767,75		9	GW	0.0	Masiva	3"	26			2,3	41					E	5

nf---

LABOR: SOCAVON 1

Fecha: Septiembre 1990

Profund. Cota (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	Entercruz. Gran Escala	Muestreador	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Peso Específico	Angulo de Fricción Interna ϕ (grados)	Cohesión C (Psi)	GRANULOMETRIA (mm)					Cu	Co	Forma > 1"-Lees (1964)	Redondez Krumbain (1941)		
775,8	7-16 >50	1	MD	0.0 0.0 0.0	Entercruz. Gran Escala	Excavación Manual		12			2,4			< 0,08	Entre 0,08 y 0,4	Entre 0,4 y 2,0	Entre 2,0 y 4,0	Entre 4,0 y 19,0	Entre 19,0 y 76,2				E	6-7
		2	MD	00 00 00				6			2,3												D	7-8
		3	GN	00 00 00				5			2,12	42											D	7-8
		4	MD	00 00 00				12			2,3												D	7-8

0 1 2 3 4 5 6 7 8

LABOR: SOCAVON 2

Fecha: Septiembre 1990

Profund. Cota (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	Muestreador	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Limite Líquido (%)	Limite Plástico (%)	Peso Específico	Angulo de Fricción Interna ϕ (grados)	Cohesión C (Psi)	< 0,08	GRANULOMETRIA (mm)	Cu	Co	Forma > 1mm - Lees (1964)	Redondez Krumbain (1941)
779	3-7 16 > 50	1 GW		00:00 00:00	Excavacion Manual		17			2,3			> 0,08	Entre 0,08 y 0,4			B	6
		2 GW		00 00 00	Masi. EB		3							Entre 2,0 y 4,0			D	6-7
		3 GW		00:00 00:00	Masi. EB		6			2,27	39			Entre 4,0 y 19,0			D	6-7
		4 GW		00 00 00	EB		12			2,2	38			Entre 19,0 y 76,2			D	7

Fecha: Septiembre 1990

LABOR: SOCAVON 3

Profund. Cota (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	Muestreo	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Peso Específico	Angulo de Fricción Interna ϕ (grados)	Cohesión C (psi)	GRANULOMETRIA (mm)	Cu	Cc	Forma > 1" - Lees (1964)	Redondez Krumbein (1941)
776,8	7-15 50	1	GW	0:0 0:0	Muestreo Manual		10			2,3			< 0,08			E	6-7
		2	GW	00 00	Excavación Manual		7			2,09			Entre 0,08 y 0,4			D	7
		3	GW	00 00			8			2,4	40		Entre 0,4 y 2,0			D	7-8
		4	GW	00 00			13			2,3			Entre 2,0 y 4,0			D	7
													Entre 4,0 y 19,0				
													Entre 19,0 y 76,2				
													> 76,2				

Fecha: Septiembre 1990

LABOR: SOCAVON 9

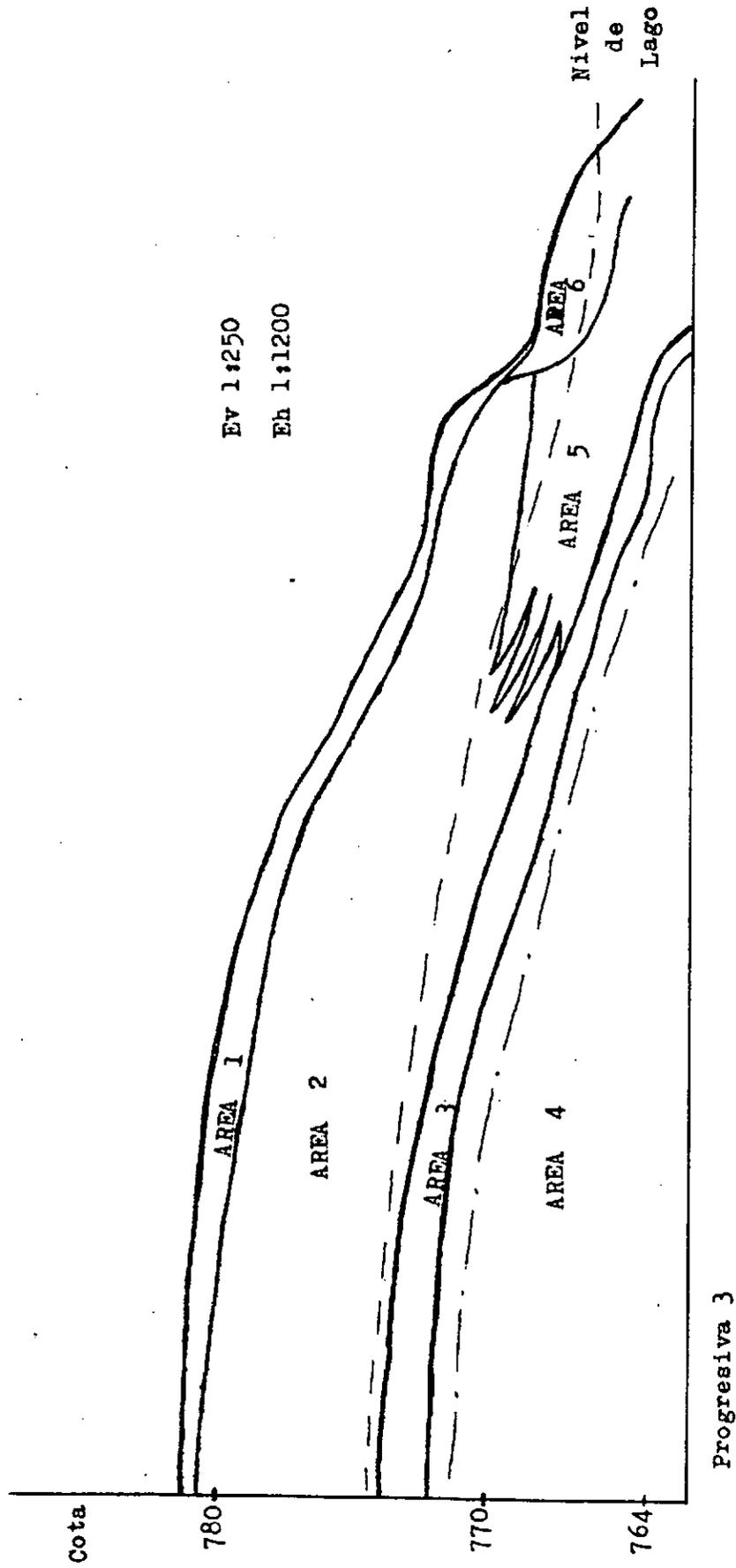
Profund. Cota (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	Estruct. Sediment.	Muestreador	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Peso Específico	Angulo de fricción interna ϕ (grados)	Cohesión c (Psi)	GRANULOMETRIA (mm)	Cu	Co	Forma	Redondez
780,1	7-12	1	GW	0.00	EE	Extracc. Manual		15			2,32			< 0,08			E	6-7
	21	2	GD	0.00	EE			6			2,09			Entre 0,08 y 0,4			D	7
	> 50	3	MD	0.00	M			3,2			2,2	38		Entre 0,4 y 2,0			D	7-8
		4	GW	0.00	M			9,3			2,3			Entre 2,0 y 4,0			D	7
		5	GW	0.00	EE			7,2			2,2			Entre 4,0 y 19,0			D	6-7
				0.00										Entre 19,0 y 76,2				
				0.00										> 76,2				

Fecha: Septiembre 1990

LABOR: SOCAVON 10

Profund. Cota (m)	Número de Golpes y Porc. de Rec.	Número de Muestra	Clasif. Unificada	Representación	Estruct. Sediment.	Extracc. Manual	Camisa	Contenido de Humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Peso Específico	Angulo de Fricción Interna ϕ (grados)	Cohesión C (Psi)	GRANULOMETRIA (mm)	Cu	Co	Forma 2"-Lees (1964)	Redondez Krumbain (1941)
781,5	12-21 > 50	1	GW	0.0 0.0	Edaf.			12			2,3			< 0,08			E	6
	> 50	2	GW	00 00	EE			7			2,2	41		Entre 0,08 y 0,4			D	6-7
		3	GW	00 00	M			8			2,32	42		Entre 0,4 y 2,0			ED	7
		4	AD	00 00	EE			6			2,2	40		Entre 2,0 y 4,0			D	6
														Entre 4,0 y 19,0				
														Entre 19,0 y 76,2				
														> 76,2				

X. PERFIL GEOTECNICO



XI. DATOS PARA EL CALCULO

Tomando en cuenta el plano geotécnico-hidrogeológico se dan los valores siguientes:

	PRESION ADMISIBLE Kg/cm ²	PRESION DE ROTURA Kg/cm ²	COTA DE FUNDACION (m)
SECTOR A	2,1	5,9	Entre -0,8T y -3T
	0,9	3,0	Entre -3T y 7,5T
	2,8	7,9	Bajo Cota 764
SECTOR B	2,8	7,9	Bajo Cota 764
	Capa activa (no fundar)		Entre 0T y -0,7T
SECTOR C	3,1	8,7	Entre -1,2T y -6,25T
	2,8	7,9	Entre -6,25T y -8,1T
	1,4	5,0	Para silos en Cota 772
SECTOR D	3,3	9,3	Entre 1,2T y 8,5T

Tomando en cuenta el perfil geotécnico se entregan los siguientes valores:

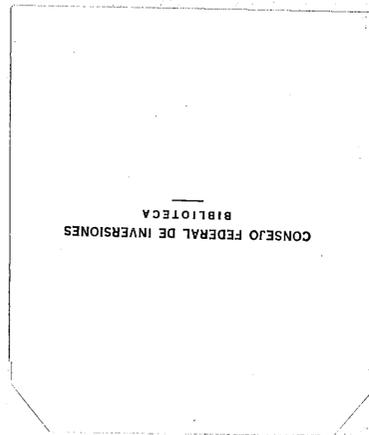
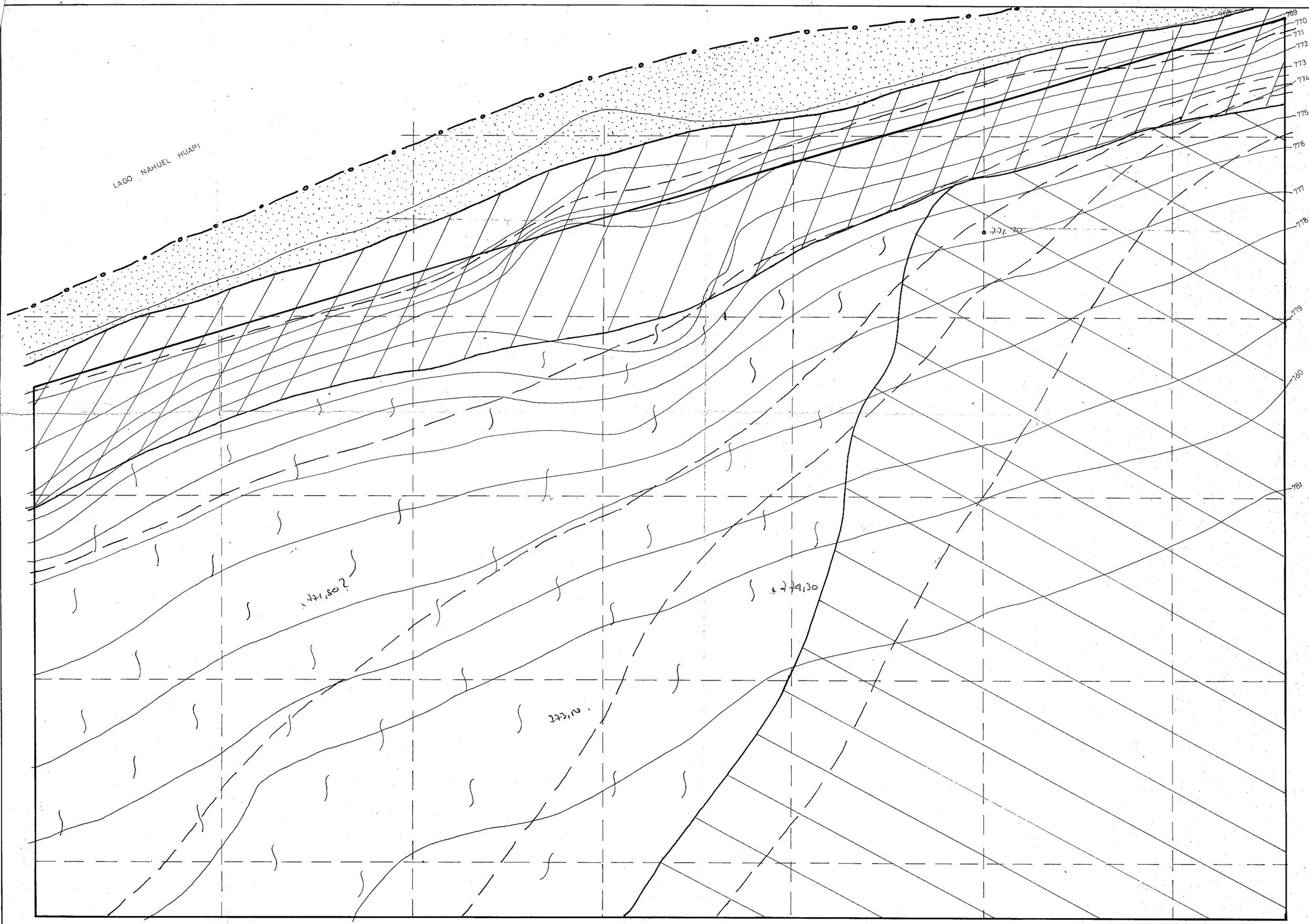
	H %	LL %	IP %	ϕ Grad	C Psi
AREA 1	10		Descartada		
AREA 2	2-25	--	--	38	--
AREA 3	28	--	--	39	--
AREA 4	20	26	4	33	6
AREA 5	30	--	--	34	--
AREA 6		Playa	actual	activa	

XIII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- González Bonorino F. y Gonzáles Bonorino G. (1972). Geología de la Región de San Carlos de Bariloche. Un estudio de las Formaciones Terciarias del Grupo Nahuel Huapi. Asoc. Geol. Arg. Rev. T XXXIV N°2 pp 113-125. Bs. As.
- C.A.B. Perforaciones. Registro de Perforaciones. P29 y C72
- Flint, R.F. y Fidalgo (1963). Geología Glacial de la Zona.... Dir. Nac. de Geología y Minas. Boletín 99. Bs. As.
- Davis, C.V. y Sorensen (1969). Handbook of Applied Hydraulics 3rd. Ed. McGraw Hill. N.Y.
- Terzaghi y Peck (1958). Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 2nd Ed. El Ateneo. Bs. As.
- Krynine y Judd (1972). Principios de geología y geotecnia para ingenieros. 3rd. Ed. Ediciones Omega S.A. Barcelona
- Winterkorn, H.F. and H. Yang Fang (1975). Foundation Engineering Handbook. Van Nostrano Reinhold Company
- Hsai Yang Fang (1975). In Winterkorn y Fang (1975).
- Chernov (1964). The nature of soil acidity. USSR Academy of Science, 1947, English translation, SSSA, =1964.
- Pionjär (Catálogos Atlas Copco)
- Krumbein (1941). Measurment and ... Sed. Petr. 11, N° 2 pp 64-72
- Lees (1964). The measurment of part ... Journal British Granite and Whinstone Federation 4, N° 2.
- Kedzi (1964). Discussion of Paper... Highway research record, 52, pp 42-59
- Myall (1986) Dynamic Estratigraphy.
- Caquot (1934). Equilibre des massifs... Gauthier-Villars, Paris. pp 1-91.

- Buisman (1935). De werstand.... De Ingenieur 50, pp Bt 25-28; 31-35
- Terzaghi (1943). Theoretical soil mechanics. J. Wiley & Sons, NY.
- Hansen y Christensen (1969). Discussion of theoretical bearing capacity... Proceedings. ASCE, Journal of the Soil Mech. and Foun. Division 95, N° SM-6; pp 1568-72.
- DeBeer (1967). Profondervindelijke bijdrage ... 12 Annales des Travaux Publics de Belgique, 68, N° 6; pp 481-506.
- Vesić(1969) Effects of Scale and ... seventh international conference of soil mechanics and foundation engineering, Mexico, 1969 Vol.III; pp 270-272.
- Meyerhof (1955). Influence of ... Géotechnique 5, N° 3; pp 227-242.
- Vesić (1970). Research on bearing capacity of soils. In. Winterkorn y Yang Fang, 1975.
- See et al (1969). Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, Journal of the soil mech. and found division. ASCE 95, N SM 1 pp. 99-137 January.



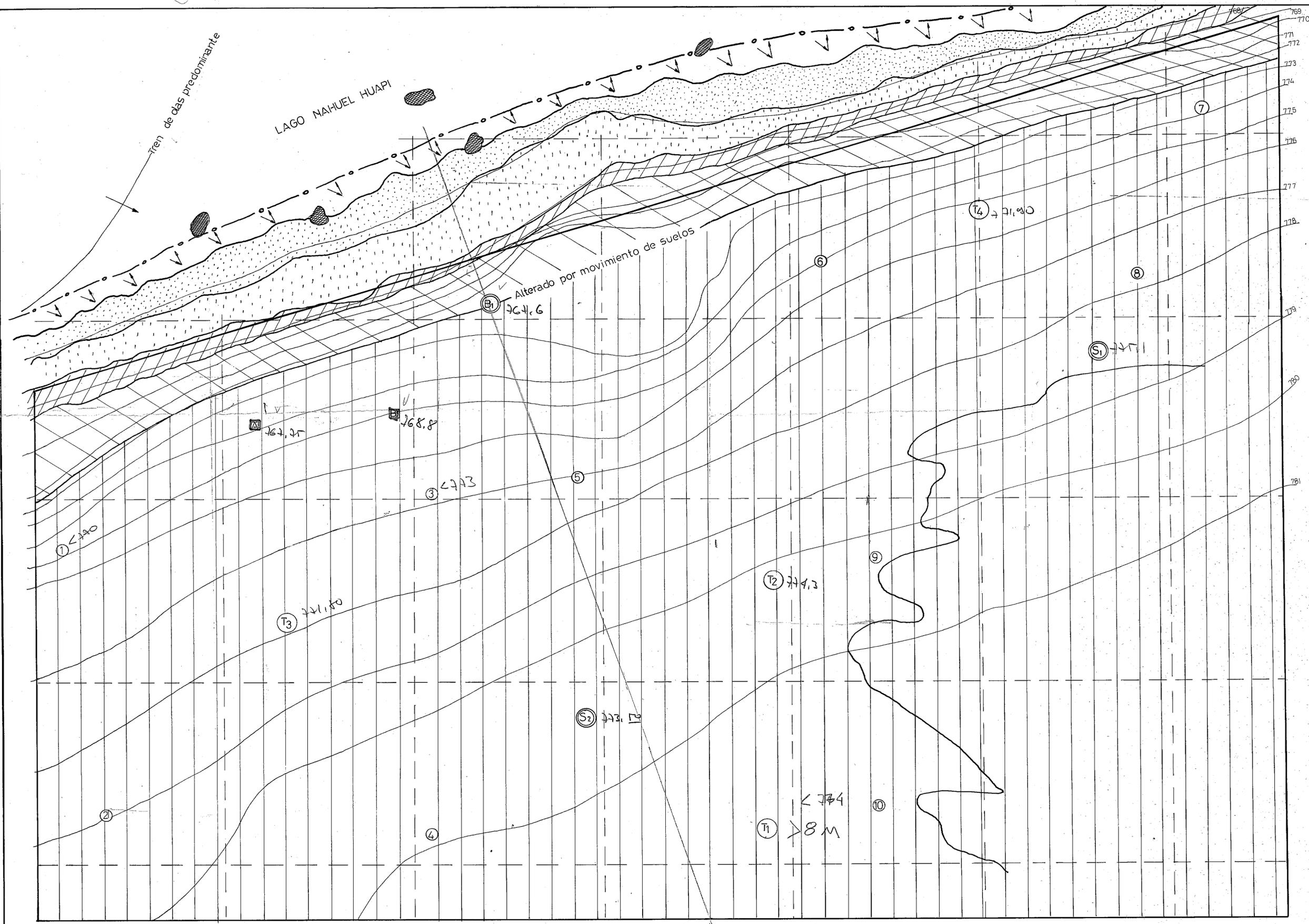


CATALOGADO

REFERENCIAS

-  SECTOR A
-  SECTOR B
-  SECTOR C
-  SECTOR D
-  SECTORES DE TRANSICION
-  ISOPREATICAS
-  CURVAS DE NIVEL

C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES	
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL	
SAN CARLOS DE BARILOCHE	
ESTUDIO GEOTECNICO	
PLANO GEOTECNICO - HIDROGEOLOGICO	
PREPARO: CARLOS A. BEROS	FECHA: Septiembre 1990
DIBUJO: PERLA M. LEON	ESCALA: 1:500



REFERENCIAS

-  DEPOSITOS DE TALUD ~ PALEOACANTILADO
-  ZONA DE ROMPIENTE
-  CARA DE PLAYA
-  PLAYA POSTERIOR
-  ACUMULACIONES EOLICAS (30-50 cm) EN COMPETENCIA CON LA VEGETACION
-  NIVEL DE CORDONES - II
-  NIVEL DE CORDONES - III
-  BLOQUES (No ubicados planimetricamente)
-  LINEA DE COSTA (Setiembre 1990)
-  LINEA DE NIVEL
-  CALICATAS
-  SOCAVONES
-  TERZAGHI
-  EXCAVACIONES

CFI. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES	
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL	
SAN CARLOS DE BARILOCHE	
ESTUDIO GEOTECNICO	
PLANO TOPOGRAFICO - GEOMORFOLOGICO Y UBICACION DE LABORES	
PREPARO: CARLOS A. BEROS	Fecha: Setiembre 1990
DIBUJO: PERLA M. LEON	Escala: 1:500
1	