SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA
I COLOQUIO NACIONAL
JUNIO - JULIO 1971
SANTIAGO - CHILE

DISCUSION DE UNA PRUEBA DE BOMBEO REALIZADA EN LOS FLUVIALES DEL RIO MAULE

AGUSTIN MARTINEZ L. *

* INGENIERO CIVIL U. DE CHILE

EMPRESA NACIONAL DE ELECTRICIDAD S.A. (ENDESA)

DISCUSION DE UNA PRUEBA DE BOMBEO REALIZADA EN LOS FLUVIALES DEL RIO MAULE

CONTENIDO

- PREAMBULO

1 - GENERALIDADES

2 - FASE 1

2.1. Esquematización de la Prueba de Inyectabilidad

2.2. Objetivo

2.3. Disposición General

2.4. Equipo Empleado

2.5. Desarrollo de la Prueba de Bombeo

2.5.1. Plan General

2.5.2. Medidas

3 - RESULTADOS

3.1. Introducción

3.2. De las características del lecho aluvial

3.3. De la estratificación

4 - CONCLUSIONES

4.1. De la esquematización de la prueba

4.2. De la interpretación

4.3. Del relleno aluvial

PREAMBULO.

En estos momentos, en que se ha acrecentado una inquietud generalizada por formular una política nacional para el uso y distribución del agua, inquietud que ha sido intensificada por la realidad de sucesivos años de sequía, se plantea más que nunca el ineludible imperativo de regularizar el escurrimiento en los cauces naturales.

Chile, siempre tuvo necesidad de grandes obras de embalse y nuestros antecesores tuvieron absoluta conciencia de esa realidad. Recoleta y Cogotí, construídos en la década del 30, no sólo son un ejemplo maravilloso de ello, sino que sus características, correspondientes a diseños audaces para la época, pero no por ello carentes de la seguridad que toda obra de ingeniería exige, hicieron que sobre ellas se concitara la atención de la ingeniería mundial y se fundamentara el prestigio de la chilena.

Hoy en día, en que un recurso escaso en gran parte de nuestro territorio como es el agua, sufre una demanda inclementemente creciente, la necesidad de grandes obras de embalse que regularicen el escurrimiento de los cauces naturales y permitan el aprovechamiento en forma integral y en múltiples usos del agua, cobra una dimensión inusitada con características, incluso, de gran desafío.

Muchas de estas obras se situarán en terrenos aluviales profundos y dada la escasez del agua, la impermeabilización del terreno de fundación será un problema que se planteará definiendo incluso en muchos casos la factibilidad técnica y económica de un posible Proyecto.

Con el objeto de definir este problema en relación al Proyecto Colbún, ENDESA tiene en marcha una prueba de inyectabilidad

destinada a valorar la factibilidad técnica y económica de una cortina de inyecciones como medio de impermeabilizar el relleno aluvial subyacente a la posible presa principal de embalse.

Esta Comunicación abarca sólo la primera Fase de dicha prueba, vale decir, la destinada a determinar las características definitorias, particularmente hidráulicas, del terreno de fundación.

Me ha animado a presentarla, el deseo de contribuir aun cuando sea de modestísima manera, a acrecentar el acervo técnico de esta rama de la Ingeniería Chilena. Esto creo que se puede lograr, más que en el análisis de resultados e interpretación de los mismos, en el planteamiento de los problemas que se nos presentaran, en la autocrítica de nuestro proceder y en el enjuiciamiento de algunos problemas de detalle que incluso pueden caer dentro de la denominación "Curiosidades de macizos aluviales y napas de agua" como les llamara el Profesor H. Cambefort.

Es pues en este espítiru que se entrega esta Comunicación, para consideración y crítica de quienes, como Uds., podrán extraer las mejores conclusiones.

1.- GENERALIDADES.

Situada sobre el río Maule, en los primeros contrafuertes cordilleranos de los Andes, unos 35 km al Oriente de la Carretera Longitudinal Sur, se encuentra la zona donde se realizan los estudios destinados a definir las diversas obras que constituirían el posible Proyecto Colbún.

Se trata de un Proyecto de Uso Múltiple, cuya influencia se dejaría sentir en el Sector Riego sobre aproximadamente 500.000 ha y que para el Sector Energía podría significar una potencia instalada de cerca de 750.000 kw y una generación media anual de aproximadamente 3.400 millones de kWh.

La pieza maestra de este Proyecto la constituiría la presa principal de embalse (habría dos secundarias), ubicada sobre el río Maule, en el último angostamiento que éste presenta antes de entrar al Valle Central.

En un paisaje de brechas volcánicas, laderas abruptas, ancho basal del valle de aproximadamente 330 m, sobre un relleno aluvial detectado por múltiples sondajes y cuya potencia media sobrepasa los 40 m, se situaría la presa principal de embalse.

Definido su tipo a través de detenidos estudios técnicos y económicos, se le ha concebido en principio como una presa de tierra del tipo de materiales graduados. Su altura sería de 110 m sobre el lecho actual del río, 560 m de desarrollo en el coronamiento, taludes 2,5/1 y 2/1 hacia aguas arriba y aguas abajo respectivamente y cerca de 13,5 millones de m3 de materiales como volumen total. Su obra de seguridad la constituiría un vertedero frontal seguido de un rápido

terminado en un cuenco de lanzamiento, cuya capacidad de diseño sería de 6.400 m3/s, pudiendo absorber, haciendo uso de la capacidad de regulación del embalse, la crecida milenaria, cuyo valor máximo es de 8.600 m3/s.

El lago artificial así creado permitiría almacenar un volumen máximo de 2.030 millones de m3, vale decir tres veces mayor que el de Rapel. Su capacidad de regulación normal sería de 1.050 millones de m3, considerándose además la utilización de un volumen de reserva para uso eventual de 395 millones de m3. El volumen muerto ascendería a 585 millones de m3, lo que permitiría garantizar una vida útil de la obra superior a los 100 años.

Dada la magnitud e influencia del Proyecto, diversos organismos han debido o deberán asumir sus respectivas responsabilidades en la definición de los diversos aspectos que quedan comprometidos por él.

Así, en la parte técnica específica, es responsabilidad del Ministerio de Agricultura todo lo relativo a los estudios agrológicos, de la Dirección de Riego del Ministerio de Obras Públicas todo lo que dice relación con la estructuración del plan de riego y proyecto de las obras necesarias para materializarlo. ENDESA, por su parte, tiene la responsabilidad del estudio de las obras de embalse y desarrollo hidroeléctrico, la definición y materialización de las mismas.

Organismos superiores, como CORFO, ODEPLAN y la recientemente creada Dirección General de Aguas tienen la responsabilidad, en sus respectivos sectores, de definir la prioridad del Proyecto dentro del marco nacional.

2.- FASE 1

2.1. Esquematización de la Prueba de Inyectabilidad.

Dadas la solución adoptada para el tipo de la presa principal de embalse, la potencia del relleno aluvial que le serviría de fundación y la elevada permeabilidad del mismo detectada a través de múltiples ensayos de infiltración realizados en los sondajes de prospección ejecutados, una cortina de inyecciones se planteaba en principio como la solución más económica para impermeabilizar el terreno de fundación.

Un trabajo de esta envergadura, especialización y responsabilidad exige necesariamente una prueba que permita determinar su factibilidad técnica y económica, señalando incluso con precisión la relación entre la eficiencia de la pantalla, obtenida a través de diversas etapas de tratamiento y los costos que ésta involucra. Sólo así será posible definir la pantalla de inyecciones que deberá ejecutarse y hasta que punto se justifica económicamente llevar los trabajos de impermeabilización.

Con la asesoría de la "Entreprise P. Bachy" especialistas en esta materia de reconocido prestigio, ENDESA procedió a estudiar y especificar una prueba de inyectabilidad del relleno aluvial subyacente a la presa principal de embalse con la finalidad de lograr los objetivos antes señalados.

Esta prueba, actualmente en realización, consta de varias FASES que se detallan sumariamente en el Plano N° 2.1,"Disposición General", adjunto. En él se indica además la ubicación del lugar de prueba en relación al sitio y la obra concebida, así

como la disposición relativa del pozo de bombeo E-1, los piezómetros de control P-1, P-2, P-3, P-51, P-52 y P-53 y los sondajes de prospección habilitados como tales, SR-6, SR-25, SR-26, SR-38 y SR-39.

2.2. Objetivo.

La FASE 1, a la que me circunscribiré, tenía como objetivo fundamental el determinar las características específicas del terreno natural, en especial su transmisibilidad "T", factor esencial para medir el mejoramiento, que en cuanto a impermeabilización, las diversas etapas de tratamiento pueden significar.

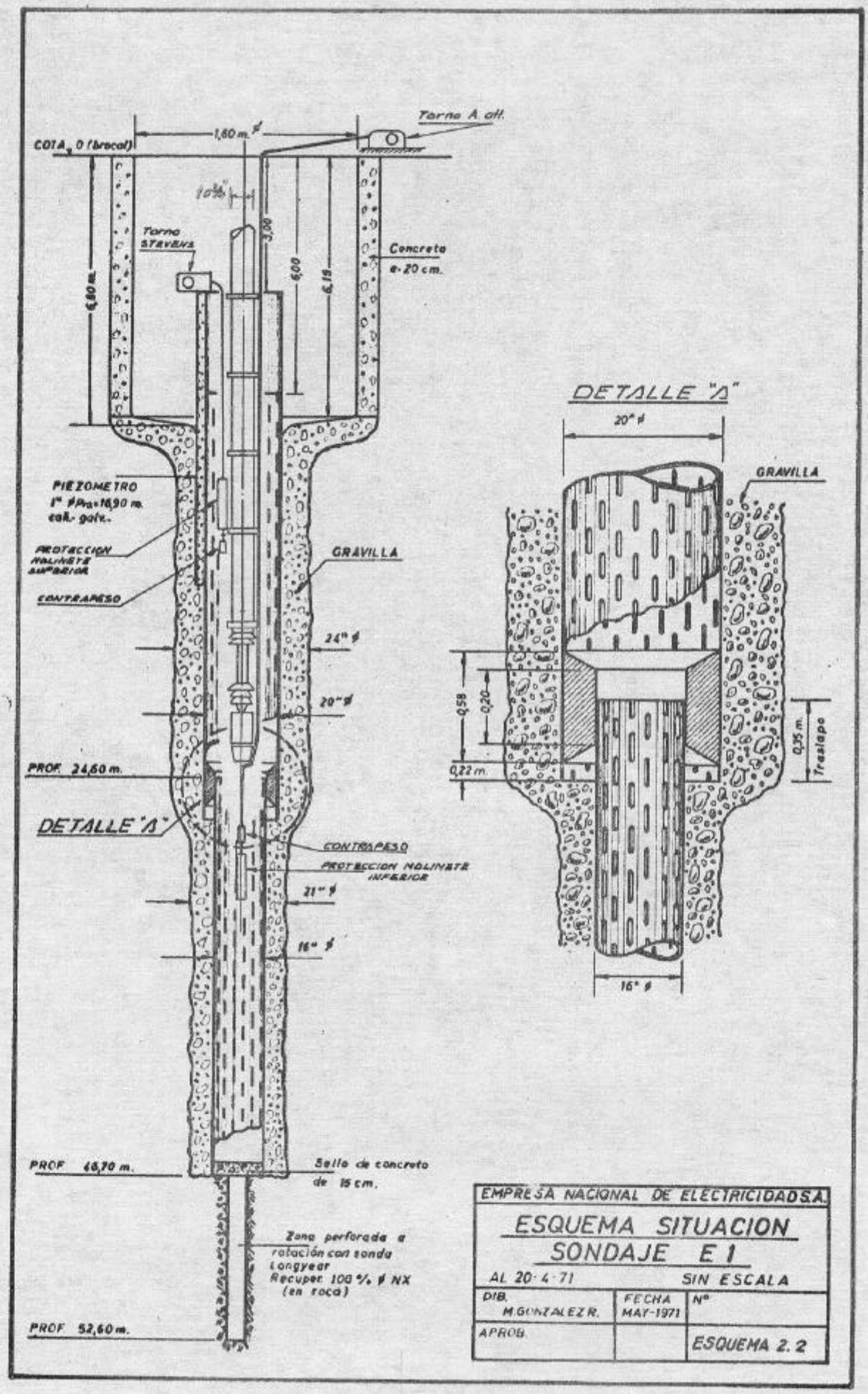
Durante la perforación se procedió además a ejecutar pruebas de infiltración bajo condiciones de equilibrio y de desequilibrio y a realizar un cuidadoso y sistemático muestreo de los terrenos atravesados.

2.3. Disposición General.

El sondaje E-1, que debería servir como pozo de bombeo fue perforado en 24" hasta los 25,40 m y de allí hasta los 46,70 m en 20" de diámetro, donde se detectó el lecho de roca. El tramo superior fue equipado con un ranurado de 20" de diámetro y el inferior con uno de 16" de diámetro, disponiéndose una pared de grava de 2" de espesor.

Una bomba de pozo profundo de 150 l/s de capacidad con motor exterior, fue colocada de modo que el término de su chupador quedara prácticamente coincidente con el extremo inferior del tubo ranurado superior.

El Esquema N° 2.2. adjunto, muestra la disposición final del pozo E-1.


Torno A. off.
1,60 m. ø
COTA 0 (brocal)
Torno STEVENS
Concreto e. 20 cm.
3,00
6,00
6,15
6,80 m.
PIEZOMETRO
1" ø Pra=16,90 m.
cañ. galv.
PROTECCION MOLINETE SUPERIOR
CONTRAPESO
GRAVILLA
24" ø
20" ø
PROF. 24,60 m.
DETALLE "A"
CONTRAPESO
PROTECCION MOLINETE INFERIOR
21" ø
16" ø
PROF. 46,70 m.
Sello de concreto de 15 cm.
Zona perforada a rotación con sonda Longyear Recuper. 100 % ø NX (en roca)
PROF. 52,60 m.
DETALLE "A"
20" ø
GRAVILLA
0,58
0,20
0,22 m.
0,35 m. Traslapo
16" ø
EMPRESA NACIONAL DE ELECTRICIDAD S.A.
ESQUEMA SITUACION
SONDAJE E 1
AL 20-4-71
SIN ESCALA
DIB. M. GONZALEZ R.
FECHA MAY-1971
Nº
APROB.
ESQUEMA 2.2

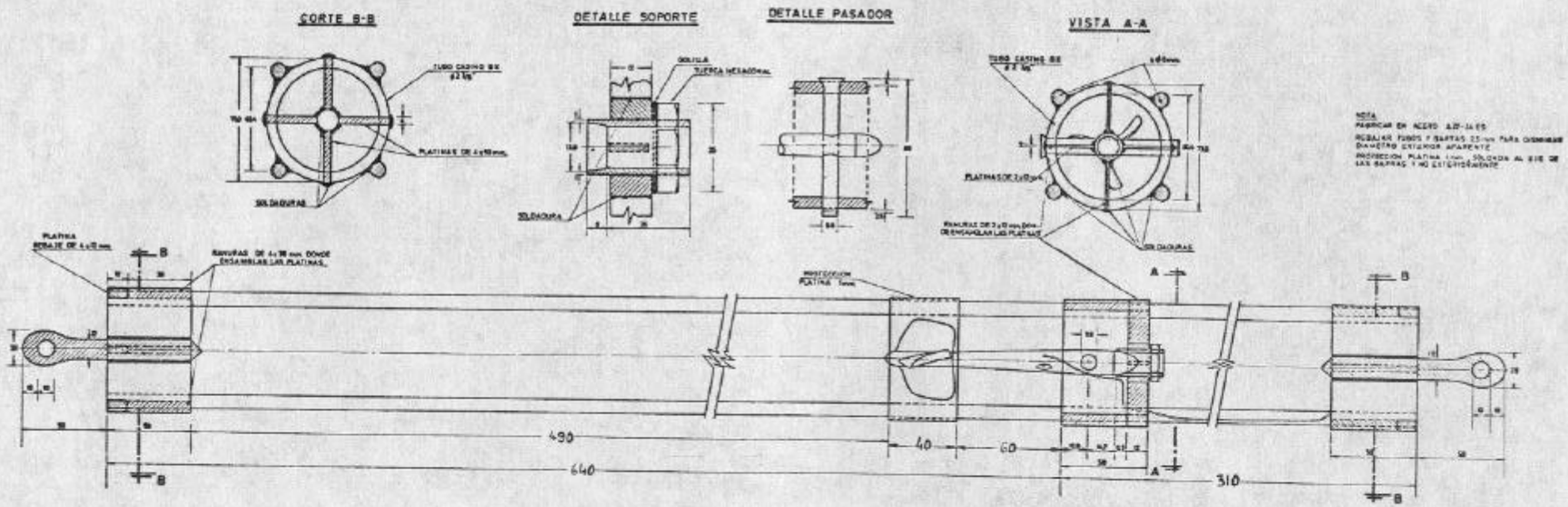
En la pared de grava se dispuso además un piezómetro con la intención de medir, si era posible, las pérdidas de carga ocasionadas por la rejilla.

Con el objeto de poder determinar, si ello era posible, la estratificación del terreno, se dispuso de dos molinetes ubicados dentro de sus respectivas jaulas de protección. El esquema N° 2.3 muestra la disposición de las estructuras de protección y la ubicación en ellas de los molinetes.

El primer molinete podía desplazarse en el tramo superior y estaba dispuesto de modo de poder medir velocidades descendentes, es decir, hacia el chupador de la bomba. El segundo, ubicado bajo el chupador de la bomba, podía desplazarse entre ésta y el extremo inferior de la perforación y estaba dispuesto de modo de poder medir velocidades del escurrimiento ascendente. Dos tornos, provistos de odómetro, permitían desplazar los molinetes controlando con absoluta precisión la profundidad a la que se realizaba la medida.

Un limnígrafo registraba el nivel de la napa en el interior del pozo de bombeo E-1.

Los piezómetros P-1, P-2 y P-3 fueron perforados en 2 3/4"de diámetro con una máquina "Overburden Drilling" y equipados con cañerías de 1 1/4" de diámetro, con perforaciones de 1/4" de diámetro, disponiéndose cuatro corridas de ellas y distantes una de otra longitudinalmente 0,10 m. Una malla de bronce de 1 mm de abertura forraba estas cañerías de modo de impedir el paso de finos hacia el interior del piezómetro. Se dispusieron en una línea, coincidente con el eje de la presa y en dirección



EMPRESA NACIONAL DE ELECTRICIDAD
DIVISION HIDROLOGIA

PROTECCION PARA MOLINETE PIGMEO

DIBUJO : A. Valle	Esquema N°2-3
PROYECTO : E. IRAGUEN	
CONTROLO :	ARCHIVO :

hacia el río. Distaban respectivamente 2,50, 5,50 y 15,50 m del pozo de bombeo E-1 y sus profundidades eran 24,0 m, 13,7 m y 12,0 m respectivamente (Ver Plano N° 2.1).

Los piezómetros P-51, P-52 y P-53, dispuestos también en una línea que formaba 116° con la definida por los anteriores y apuntando hacia aguas arriba, presentaban idénticas características constructivas. Distaban respectivamente 3,50, 6,50 y 16,00 m del pozo de bombeo E-1 y sus profundidades eran de 9 m con perforaciones sólo en los últimos tres metros (Ver Plano N° 2.1).

Se dispuso además un limnímetro en el río, en la misma línea de los piezómetros P-1, P-2, P-3 y se controlaron los sondajes de prospección habilitados como piezómetros, SR-6, SR-25, SR-26, SR-38 y SR-39 (Ver Plano N° 2.1.).

2.4. Equipo Empleado.

2.4.1. Limnígrafo en pozo de bombeo E-1.

De marca Stevens especialmente adaptado en su escala de tiempo. Sus escalas son:

Vertical (depresión del nivel libre) 1:5

Horizontal (tiempo transcurrido) : 6 cm de papel = 4 min.

2.4.2. Medidas de velocidad del escurrimiento vertical.

Se efectuaron con molinetes marca A. Ott, descritos por la fábrica como "molinetes de laboratorio". Su rango de medida se extiende entre 5 cm/s y 250 cm/s. Los contadores de vueltas están garantizados para un máximo de 10 vueltas por segundo. La máxima medida realizada en terreno fue de 4 vueltas por segundo.

2.4.3. Niveles en piezómetros.

Se obtuvieron mediante limnímetros de señal luminosa marca A. Ott. Permiten leer con $\pm$ 1 cm de error. Se usó además en algunos de ellos una sonda Soil-Test. Su precisión de lectura es de $\pm$ 2 cm.

2.4.4. Niveles para medición con molinetes.

El molinete superior fue desplazado por medio de un torno marca Stevens, modelo Sounding-Reel que permite medir profundidades con precisión de 1cm.

El inferior lo fue por medio de uno marca A.Ott, tipo Wardar, de igual precisión.

2.4.5. Gasto bombeado.

Fue medido con el sistema de tubo con orificio calibrado de razón d/D = 0,75 empleando los coeficientes de gasto de Landsford.

2.4.6. Equipo de bombeo.

Estuvo compuesto por una bomba Johnston de pozo profundo con motor Cummins Diesel de capacidad máxima de 150 l/s. El caudal bombeado era evacuado directamente al río por medio de una canaleta de madera convenientemente impermeabilizada.

2.5. Desarrollo de la prueba de bombeo.

2.5.1. Plan General.

La prueba se planteo según tres etapas bien definidas:

- Prueba de acomodamiento.

  Estaba destinada a complementar el desarrollo del pozo de bombeo y analizar prácticamente los problemas que pudieran presentarse.

- Prueba preliminar.

  Se bombeó durante 3,30 hr un gasto de 124 l/s, y luego se realizaron tres escalones de 85, 105 y 132 l/s respectivamente. Se reenjuició luego de ella los problemas que pudieran presentarse durante la prueba definitiva.

- Prueba definitiva.

  Se bombeó un gasto de 150 l/s durante 48 horas, seguido de tres escalones de 85, 115 y 154 l/s durante 4.0, 4.0 y 3.20 horas respectivamente.

En todas las pruebas se midió además la recuperación.

2.5.2. Medidas.

Se llevó un control riguroso del tiempo durante las primeras 6 horas de la prueba definitiva mediante un cronómetro patrón y la sincronización de los relojes de los operadores. En los piezómetros P-1, P-2, P-3, P-51, P-52 y P-53 las medidas se realizaban simultáneamente de modo de facilitar la interpretación en el terreno mismo controlando así el desarrollo de la prueba.

3.- RESULTADOS.

3.1. Introducción.

Los resultados que se entregan a continuación deben considerarse como parciales e indicativos sólo de carácter general, sujetos a posibles rectificaciones, tal vez de cierta importancia. La razón de ésto obedece al hecho que el proceso interpretativo se encuentra actualmente en curso de realización.

Diversas causas han llevado a hacer la interpretación de la prueba relativamente dificultosa y lenta. Las razones de este hecho obedecen fundamentalmente a las siguientes causas.

- Rápida respuesta del terreno al bombeo, produciéndose en los primeros minutos una fuerte depresión no sólo en el pozo de bombeo, sino también en los piezómetros cercanos y lejanos.
- Debido a este mismo hecho, las depresiones relativas a partir de los dos minutos de iniciado el bombeo son casi del mismo orden de magnitud que la precisión de los equipos de medida del nivel de agua.
- A lo anterior se suma el hecho que las fluctuaciones propias de la napa son de igual orden de magnitud que la de la progresión de la depresión a través del tiempo.

Todo esto configura un cuadro de relativa incertidumbre en particular en la determinación del coeficiente de almacenamiento "S".

3.2. De las características del lecho aluvial.

Punto de medida	PRUEBA PRELIMINAR				PRUEBA DEFINITIVA			
	Curva Tipo		Ec.Mod.Deseq.		Curva tipo		Ec.Mod.Deseq.	
	$T(m^2/s)$	S	$T(m^2/s)$	S	$T(m^2/s)$	S	$T(m^2/s)$	S
PF	-	-	0,28	-	-	-	0.43	-
PI	0.33	$3,9x10^{-5}$	0.17	$1,4x10^{-4}$	0,60	$2.2x10^{-6}$	0.47	2.0x10
P2	0.13	$1,1x10^{-2}$	0.15	$9,4x10^{-2}$	0,50	$2.4x10^{-5}$	0.47	1.5x10
P3	0.41	$1,3x10^{-2}$	0.33	$1,8x10^{-1}$	0,50	$4.6x10^{-2}$	0.43	6.0x10
P51	-	-	-	-	0,27	$2,6x10^{-4}$	0.21	1.6x10
P52	-	-	-	-	0,33	$5.0x10^{-5}$	0.18	1.7x10
P53	-	-	-	-	0,13	$2.4x10^{-1}$	0.15	1.8x10
SR-6	0.27	$1,9x10^{-3}$	0.16	$5.4x10^{-3}$	0,09	21.8	0.28	2.5x10
SR-26	0.22	$6,9x10^{-2}$	0.23	$7x10^{=2}$	0,13	3.9	0.25	1.40
SR-38	0.25	$5,4x10^{-3}$	0.45	$3,8x10^{-3}$	0,26	$9.2x10^{-3}$	0.23	4.9x10
SR-39	0.36	$7,8x10^{-4}$	0.25	$8x10^{-4}$	0,18	$4.5x10^{-1}$	0.23	4.9x10

(*) Valores de S en tanto por 1.

Relaciones Δ vrs log x

Línea P-1, P-2, P-3 $T = 0,10\ m^2/s$

Línea P-51, P-52, P-53 $T = 0,20\ m^2/s$

Los valores de S (coeficiente de almacenamiento), se han indicado sólo para mostrar la erraticidad de los mismos, producto de la insensibilidad de las mediciones relativas. Su enjuiciamiento se encuentra actualmente en pleno proceso.

3.3. De la Estratificación.

La interpretación se hizo suponiendo que se habían alcanzado las condiciones de equilibrio y aceptando que para todos los estratos definidos por los cambios en la medición de la velocidad del flujo ascendente o descendente, la depresión y el radio de influencia eran comunes.

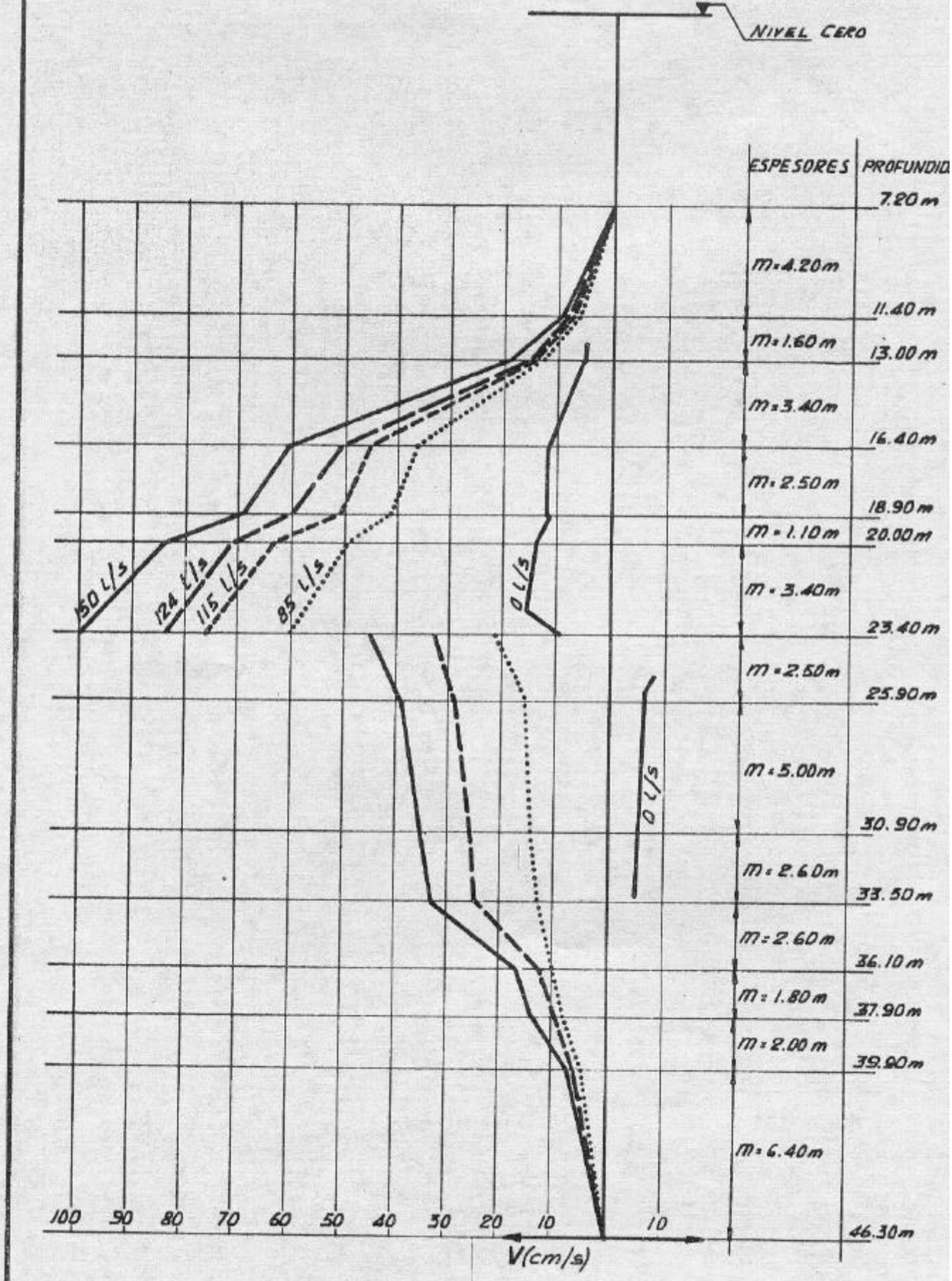
El análisis se hizo fundamentalmente de manera estadística, corrigiendo además en el tramo superior las velocidades de modo que correspondieran a una misma sección y aceptando, hipótesis discutible pero única posible, que las velocidades así determinadas eran homogéneas, es decir, que el flujo era estable y en consecuencia, siempre se medían ya fueran velocidades medias, máximas o cualquiera otra en cada sección.

En el tramo inferior, por encontrarse centrado el molinete dentro del tubo ranurado, esta hipótesis es absolutamente real y las velocidades medidas en cada sección deben ser absolutamente homogéneas y corresponden a un valor muy cercano al máximo.

En el Gráfico N° 3.1 adjunto se indican los resultados de las mediciones realizadas. En el Gráfico N° 3.2. se indican las curvas corregidas y el Cuadro N° 3.1. resume la interpretación realizada de acuerdo a los criterios expuestos. Se ha agregado en él, además, los resultados obtenidos de los ensayos de infiltración ejecutados durante la perforación a objeto de permitir su comparación y crítica.

GRAFICO Nº 3. 2.-

CURVAS CORREGIDAS DE MEDIDAS DE VELOCIDAD



CUADRO N° 3.1.

DETERMINACION DE ESTRATIFICACIONES

VALORES DE K (m/s) OBTENIDOS DE MEDIDAS CON MOLINETE

PROFUNDIDADES		Q=85 l/s		Q= 115 l/s		Q= 124 l/s		Q= 150 l/s		Valor Adoptado		Lefranc
DE	A	Método Relat.	Método Directo	Método Relat.	Método Directo	Método Relat.	Método Directo	Método Relat.	Método Directo	Método Relat.	Método Directo	Mandel
7,20	11,40	0.63 $\overline{K}$	$3.7x10^{-3}$	0.64 $\overline{K}$	$3.9x10^{-3}$	0.65 $\overline{K}$	$3,4x10^{-3}$	0.58 $\overline{K}$	$2.9x10^{-3}$	0.63 $\overline{K}$	$3.5x10^{-3}$	-
11,40	13,00	1.95 $\overline{K}$	$1.2x10^{-2}$	1.40 $\overline{K}$	$8.5x10^{-3}$	1.27 $\overline{K}$	$6.7x10^{-3}$	1.52 $\overline{K}$	$7.5x10^{-3}$	1.53 $\overline{K}$	$8.7x10^{-3}$	$1x10^{-3}$ *
13,00	16,40	3.38 $\overline{K}$	$1.3x10^{-2}$	3.34 $\overline{K}$	$2.0x10^{-2}$	3.64 $\overline{K}$	$1.9x10^{-2}$	3.50 $\overline{K}$	$1.7x10^{-2}$	3.47 $\overline{K}$	$1.7x10^{-2}$	$5.2x10^{-3}$*
16,40	18,90	0.96 $\overline{K}$	$5.7x10^{-3}$	0.79 $\overline{K}$	$4.8x10^{-3}$	1.29 $\overline{K}$	$6.8x10^{-3}$	0.87 $\overline{K}$	$4.3x10^{-3}$	0.98 $\overline{K}$	$5,4x10^{-3}$	$5.4x10^{-3}$*
18,90	20,00	3.50 $\overline{K}$	$2.0x10^{-2}$	4.08 $\overline{K}$	$2.5x10^{-2}$	3.39 $\overline{K}$	$2.2x10^{-2}$	3.56 $\overline{K}$	$1.8x10^{-2}$	3.63 $\overline{K}$	$2.1x10^{-2}$	-
20,00	23,40	1.55 $\overline{K}$	$9.2x10^{-3}$	1.34 $\overline{K}$	$8.2x10^{-3}$	1.25 $\overline{K}$	$6.6x10^{-3}$	1.27 $\overline{K}$	$6.3x10^{-3}$	1.35 $\overline{K}$	$7.6x10^{-3}$	$4.0x10^{-3}$*
23,40	25,90	1.05 $\overline{K}$	$5.7x10^{-3}$	0.58 $\overline{K}$	$1.9x10^{-3}$	0.54 $\overline{K}$	$2.6x10^{-3}$	0.65 $\overline{K}$	$2.9x10^{-3}$	0.71 $\overline{K}$	$3.3x10^{-3}$	$3.7x10^{-3}$*
25,90	30,90	0.14 $\overline{K}$	$7.7x10^{-4}$	0.22 $\overline{K}$	$1.2x10^{-3}$	0.20 $\overline{K}$	$9.7x10^{-4}$	0.22 $\overline{K}$	$9.7x10^{-4}$	0.20 $\overline{K}$	$9.8x10^{-4}$	10^{-6} **
30,90	33,50	0.28 $\overline{K}$	$1.5x10^{-3}$	0.14 $\overline{K}$	$8.0x10^{-4}$	0.13 $\overline{K}$	$6.2x10^{-4}$	0.21 $\overline{K}$	$9.3x10^{-4}$	0.19 $\overline{K}$	$9.6x10^{-4}$	10^{-5} **
33,50	36,10	0.56 $\overline{K}$	$3.0x10^{-3}$	1.73 $\overline{K}$	$9.1x10^{-3}$	1.57 $\overline{K}$	$7.5x10^{-3}$	1.67 $\overline{K}$	$7.5x10^{-3}$	1.38 $\overline{K}$	$6.8x10^{-3}$	10^{-5} **
36,10	37,90	0.54 $\overline{K}$	$2.9x10^{-3}$	0.50 $\overline{K}$	$3.3x10^{-3}$	0.38 $\overline{K}$	$1.7x10^{-3}$	0.45 $\overline{K}$	$2.0x10^{-3}$	0.47 $\overline{K}$	$2.5x10^{-3}$	10^{-4} **
37,90	39,90	0.96 $\overline{K}$	$5.1x10^{-3}$	0.67 $\overline{K}$	$4.0x10^{-3}$	0.68 $\overline{K}$	$3.2x10^{-3}$	0.95 $\overline{K}$	$4.2x10^{-3}$	0.81 $\overline{K}$	$4.1x10^{-3}$	-
39,90	46,30	0.30 $\overline{K}$	$1.6x10^{-3}$	0.34 $\overline{K}$	$1.9x10^{-3}$	0.32 $\overline{K}$	$1.5x10^{-3}$	0.30 $\overline{K}$	$1.3x10^{-3}$	0.32 $\overline{K}$	$1.6x10^{-3}$	10^{-3}-10^{-6}**

* Ensayos bajo condiciones de equilibrio.

** Ensayos bajo condiciones de desequilibrio.

$\overline{K}$: valor medio obtenido de Prueba de Bombeo.

4. CONCLUSIONES.

Más que conclusiones de lo realizado y suscintamente expuesto en esta Comunicación, lo que sigue corresponde a una suerte de juicio crítico sugerido por la problemática que se nos planteara durante la realización de la Fase 1 y en parte durante la interpretación de las medidas en ella hechas.

4.1. De la esquematización de la prueba.

4.1.1. Creo que ella fue realizada bajo condiciones que, sin pretensión alguna, pueden calificarse de ideales. Sin embargo, sus resultados nos plantearon una serie de posibles limitaciones que ella pudiera haber tenido.

En este sentido, estimo que los piezómetros de control resultaron escasos, cosa que se palió en parte, disponiendo ENDESA a último momento la ejecución de los piezómetros P-51, P-52 y P-53 no especificados primitivamente. En este aspecto habría sido de interés disponer incluso de algunos más alejados e intermedios entre el P-53 y el SR-6 por ejemplo. De igual modo habría sido atractivo contar con algunos entre el SR-26 y SR-39 y entre el E-1 y SR-38.

En resumen, en un medio de la elevada transmisibilidad como es el fluvial del río Maule en el sitio de Colbún y con una napa cuya superficie libre presentaba manifiestas pendientes tanto en sentido longitudinal como transversal, debe disponerse una red de piezómetros de control suficientemente extensa y completa.

4.1.2. En cuanto a la especificación de la prueba misma y dada la elevada transmisibilidad del fluvial traducida en una casi inmediata respuesta al bombeo, estimo que una prueba con gastos escalonados, mantenidos sólo durante una hora y que hubiera cubierto una amplia gama, por ejemplo de 40 a 150 l/s habría permitido una interpretación más simple y segura.

4.1.3. En cuanto al instrumental de medida sólo puede decirse que él corresponde a lo mejor que se encuentra en el mercado. En cuanto al personal que llevó a cabo las mediciones puede decirse que su elevado sentido de la responsabilidad da una garantía absoluta de la corrección de las medidas obtenidas. Respecto al equipo, la única crítica, cosa de la que teníamos absoluta conciencia, corresponde a los molinetes cuyo rango de funcionamiento, en la gama de las velocidades bajas no permite precisar velocidades comprendidas entre 1 cm/s y 5 cm/s. Cabe en todo caso destacar que estas mediciones no habían sido inicialmente especificadas.

Para detectar el sentido del escurrimiento se recurre como práctica usual a realizar, previa a cada medida, desplazamientos bruscos del molinete en ambas direcciones, con lo que se obtiene un aumento o disminución de la velocidad de giro de éste, lo que permite detectar la dirección del escurrimiento. Esto fue realizado, pero el peso de los equipos y la dificultad para desplazar el molinete superior y la insensibilidad de éstos, en particular durante las mediciones ejecutadas sin bombeo, conspiraron para obtener los resultados deseados con relativa certeza.

4.2. De la interpretación.

4.2.1. Los molinetes y mejor aún los micromolinetes permiten detectar con suficiente claridad y aproximación la estratificación del terreno. Es ideal que se ejecute un gran número de mediciones, realizando un mínimo de dos series de medidas para cada gasto bombeado. En este sentido y cuando se presentan continuos cambios de sección que motivan fuertes cambios locales en la medición de la velocidad causados por disminución de la sección y no por un mayor aporte del acuífero, el análisis semi estadístico permite detectar una serie de perturbaciones ajenas al fenómeno mismo que se pretende analizar.

4.2.2. El gasto crítico, vale decir aquel para el cual la turbulencia sólo se produce en el interior del pozo de bombeo, puede situarse en un valor cercano a los 140 l/s. Esto quiere decir que la componente turbulenta en las pérdidas de carga es, para los fines prácticos, despreciable frente a la motivada por el régimen laminar cuando se bombeaban 150 l/s, lo que no justifica ningún análisis más detenido para la determinación de las características del acuífero.

4.3. Del relleno aluvial.

Me referiré aquí, empleando el término usado por el profesor H. Cambefort, a algunas"curiosidades" detectadas en los aluviones del río Maule. Esta expresión la aclararé usando las propias palabras del profesor Cambefort. "Estas curiosidades, que por otra parte no lo son todas en el sentido propio de la palabra, provienen de nuestra ignorancia. Poco a poco irán desapareciendo para

ceder lugar a otras: en la espera, debemos adaptarnos a nuestros conocimientos actuales".

"No es posible dar receta alguna. Pero lo más peligroso es creer que las fórmulas conocidas permiten explicarlo todo" ("Curiosités des Massifs Alluvionnaires et des Nappes d'Eau").

4.3.1. El sondaje SR-25 se encuentra al lado del río, sin embargo su nivel libre fluctuaba entre 1,60 m y 2,00 m bajo el nivel del río. No podría atestiguar que la napa no se una en el centro del río con éste, sin embargo parecería que esto no sucedió, al menos durante la época en que se cuenta con mediciones. Durante el bombeo esta diferencia se mantuvo aproximadamente alrededor de los 2,20 m. Obviamente el lecho rocoso, en cuanto a profundidad y geometría juega un papel importante en este fenómeno, pero no deja de ser notorio que en un medio tan permeable como en el que se desarrolló esta prueba se presente este fenómeno.

4.3.2. El desnivel de la napa entre los sondajes SR-6 y SR-38, distantes aproximadamente 327 m era de 0,30 a 0,40 m lo que da un gradiente medio de 1,1‰.

El gradiente transversal era notoriamente más elevado, alcanzando a un máximo de 2,4% desde el río hacia el pozo E-1 y de 1,8 ‰ desde el SR-39 hacia el pozo E-1.

El Cuadro N° 4.1 siguiente resume los resultados de las mediciones realizadas sin bombeo.

CUADRO N° 4.1

DIRECCION DE	A	DISTANCIA (m)	DESNIVEL (m)	GRADIENTE (%)
SR-6	SR-39	139.00	0.05	0.04
SR-6	SR-38	327.00	0.35	0.11
SR-6	E-1	162.00	0.15	0.09
P-53	E-1	16.00	0.30	1.88
P-52	E-1	6.50	0.25	3.84
SR-25	E-1	58.00	0.50	0.86
P-3	E-1	15.50	0.40	2.58
P-2	E-1	5.50	0.15	2.73
SR-26	E-1	21.20	0.05	0.24
SR-39	E-1	56.30	0.10	0.18
E-1	SR-38	177.00m	0.20	0.11

4.3.3. Las medidas realizadas con molinetes bajo condiciones estáticas o mejor dicho sin bombeo, muestran claramente una circulación de agua dentro del tubo ranurado. Diversas razones, pese a lo expuesto en 4.1.3. permitirían afirmar que el escurrimiento se realiza de los estratos superiores a los inferiores. Las medidas realizadas son concordantes con esto y lo justifican ampliamente señalando una clara y manifiesta heterogeneidad del relleno aluvial. El Cuadro N° 4.1. anterior es

en el fondo la categórica reafirmación de lo señalado, al confirmar la forma de la superficie libre un escurrimiento hacia el pozo de bombeo E-1.

4.3.4. Una demostración de la manifiesta heterogeneidad del relleno aluvial se tuvo durante la perforación del sondaje de inyección 4 (Ver Plano N° 2.1). Cuando la perforación se encontraba alrededor de los 14,0 m, salió por el piezómetro P-2 una columna de agua con bentonita con una presión que la hizo elevarse aproximadamente 2,0 m sobre la boca de éste. Cuando la perforación alcanzó los 34,0 m el fenómeno se repitió, pero saliendo ahora una columna de agua clara, no se usaba lodo en ese momento, por el piezómetro P-3. Este fenómeno se repitió de manera análoga cuando la perforación llegó a los 38,0 m. Este hecho es una demostración más de la existencia de horizontes de franca permeabilidad preferencial.

AGRADECIMIENTOS.

Antes de terminar, quisiera dejar expresa constancia de mi agradecimiento hacia los Jefes del Departamento Ingeniería Civil de ENDESA que autorizaron la presente Comunicación y permitieron el uso de toda la información disponible.

De manera muy especial vaya igualmente mi agradecimiento y reconocimiento hacia mis compañeros y amigos del Grupo de Proyecto encargado del Desarrollo Colbún y de la Sección Estudios en el Terreno de ENDESA, sin cuya inestimable ayuda y eficaz colaboración ésta Comunicación no habría sido posible.

Santiago, Junio 1971.