

NOTA GEOTECNICA

Ocurrencia de aguas subterráneas a gran presión en el Túnel Común Alfalfal: características, solución adoptada e interpretación

Santiago Castro
Hugo Delucchi
Leif-Rune Gausereide
Jaime Caviedes
Lucio Velasco

Geotécnica Consultores. Darío Urzúa 1944, Santiago, Chile
R.E.G. Estudios. Providencia 2330, Santiago, Chile
Norconsult Int. A.S., P.O. Box 175, Oslo, Norway
Geotécnica Consultores. Darío Urzúa 1944, Santiago, Chile
EDIC Ingenieros Ltda. Avda. 11 de Septiembre 1480, Santiago, Chile

RESUMEN

Durante la construcción del Túnel Común del proyecto hidroeléctrico Alfalfal ocurrió un caso de afloramiento de aguas subterráneas, con un caudal de hasta 150 l/s, y a una presión inusualmente alta, de hasta 100 bar. Esta anomalía en la presión constituye un caso inédito, por lo menos en lo que a Chile se refiere. Para superar este problema y poder continuar con la excavación normal de dicho túnel, el Grupo Consultor Alfalfal de Diseño definió una metodología especial de excavación y soporte por tramos, complementada con una inyección sistemática sobre la base de una lechada de cemento-bentonita. La interpretación hidrogeológica considera la existencia de una zona conductora de agua coincidente con uno de los sistemas preferenciales de discontinuidades, de disposición NS-5°W y una inclinación de ca. 35°E, cuya abertura estaría favorecida por el estado tensional del macizo rocoso, permitiendo así la conexión con la superficie, 1.000 m más arriba.

Palabras claves: Aguas subterráneas, Presión de agua, Túnel común, Inyección, Soporte, Tensión, Alfalfal, Chile Central.

ABSTRACT

High pressure ground water influx into the Alfalfal Main Tunnel: characteristics, remedial action and interpretation. During excavations of the Alfalfal Hydroelectrical Project Main Tunnel a case of large ground water inflow occurred, with 150 l/s influx into the tunnel, with an unusually high measured pressure of 100 bar. There are no previous records of similar pressure under the same conditions in Chile. The Alfalfal Consulting Team designed a special method of excavation and support by sections, as well as a systematic cement-bentonite slurry injection system in order to solve the problem and continue with the normal tunnel excavation. The hydrogeological interpretation considers the existence of a water zone that coincides with one of the main fracture systems, with orientation NS-5°W and dipping ca. 35°E. Its opening is favored by the rock stress situation, thus allowing the 1,000 m connection with the surface.

Key words: Ground water, Water pressure, Main tunnel, Grouting, Stress, Alfalfal, Central Chile.

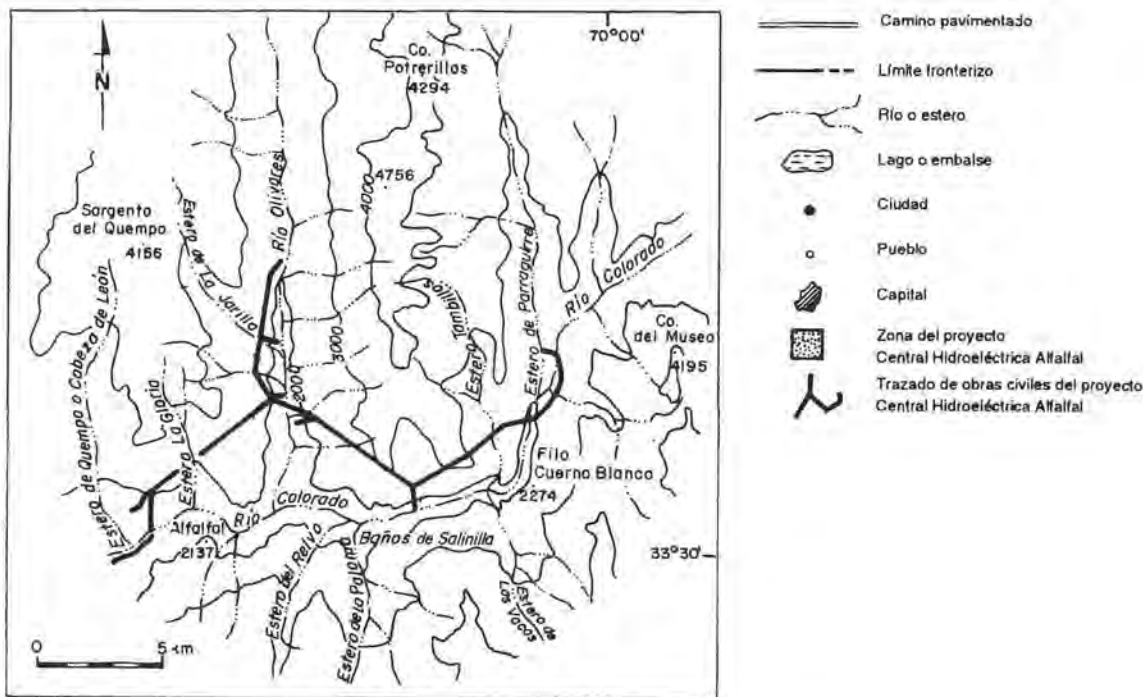
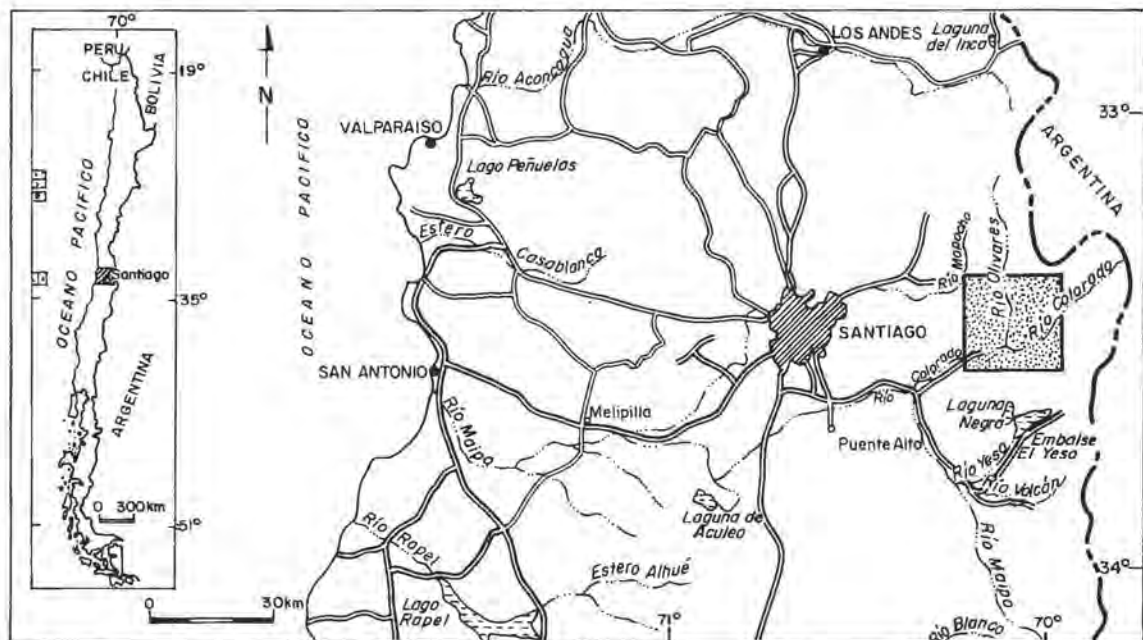


FIG. 1. Plano de ubicación y accesos al proyecto Central Hidroeléctrica Alfalfa.

INTRODUCCION

La Central Hidroeléctrica Alfalfal está emplazada en el curso medio-superior del río Colorado, importante afluente del río Maipo, a unos 50 km al este de la ciudad de Santiago de Chile.

Es una central de 'pasada', que capta las aguas de los ríos Colorado y Olivares, además de sus afluentes, los esteros Parraguirre y La Jarilla, y que, mediante un sistema de unos 25 km de túneles, las conduce hasta la zona de caída; ésta incluye pique de caída, caverna de máquinas y túnel de descarga, todos ellos subterráneos (Fig.1).

Las principales características de la Central Alfalfal son las siguientes:

- conducción de las aguas a través de un túnel acueducto inicial de 2 km para luego entrar a un sistema de túneles en presión de unos 23 km de longitud;
- altura de caída = 700 m;
- caudal máximo de diseño = 27 m³/s;
- potencia instalada = 160 MW.

La Compañía Chilena de Generación Eléctrica S.A. (CHILGENER) adoptó un diseño y método de construcción del tipo 'design as you go' (Buen, 1986), el cual, en lo relativo a excavaciones subterráneas, significó la construcción de túneles en presión no

revestidos; el diseño del soporte, así como la solución de problemas específicos, fue definido de acuerdo con las características geológico-geotécnicas del macizo rocoso, conforme éste fue excavado.

El objetivo básico de este trabajo es dar a conocer la ocurrencia de un importante flujo de aguas subterráneas que afloró durante la construcción del Túnel Común, con una gran presión inicial, de hasta 100 bar, hecho que lo hace inédito en Chile y bastante inusual en el resto del mundo.

Al respecto cabe mencionar que en Chile ha habido casos de túneles con afloramientos de aguas subterráneas en caudales similares o, incluso, mayores, pero con presiones bastante menores. Son, por ejemplo, los casos de los túneles N° 5 (El Teniente), Sur-Sur (Andina) y el túnel de aducción de la Central Hidroeléctrica Isla de la Empresa Nacional de Electricidad Sociedad Anónima (ENDESA) (J. Karzulovic, comunicación oral, 1992).

En esta contribución, se presentan las características, evolución e interpretación, así como la especial metodología de avance y soporte de inyección aplicada para superar la situación anómala señalada.

MARCO GEOLOGICO

En el área involucrada por el proyecto hidroeléctrico Alfalfal (Fig.2) afloran rocas estratificadas, tanto volcánicas como sedimentitas marinas y continentales, pertenecientes a las formaciones Río Damas, Lo Valdés, Colimapu y Abanico, las cuales abarcan edades que fluctúan entre el Jurásico Superior (Kimmeridgiense) y el Terciario (Thiele, 1980; Velasco y Talloni, 1985; Moreno *et al.*, 1991). Estas rocas están intruidas por el Batolito La Gloria, de composición granodiorítica, además de diques y filonemanto de variadas litologías, cuyas edades fluctuarían entre el Terciario inferior y medio.

Estas rocas están parcialmente cubiertas por morrenas, escombros de falda, materiales gravitacionales producto de fenómenos de remoción en masa y sedimentos aluviales y aluvionales de cauces de quebradas y valles. Las rocas estratificadas están moderada a fuertemente fracturadas. Sólo algunos sectores del Batolito La Gloria se presentan débil a moderadamente fracturados. El sistema de diaclasas y fallas locales predominantes es aquél de rumbo N50°-70°E y manteo subvertical, en tanto que las discontinuidades y/o fotoalineamientos regionales son, en general, de rumbo norte-sur.

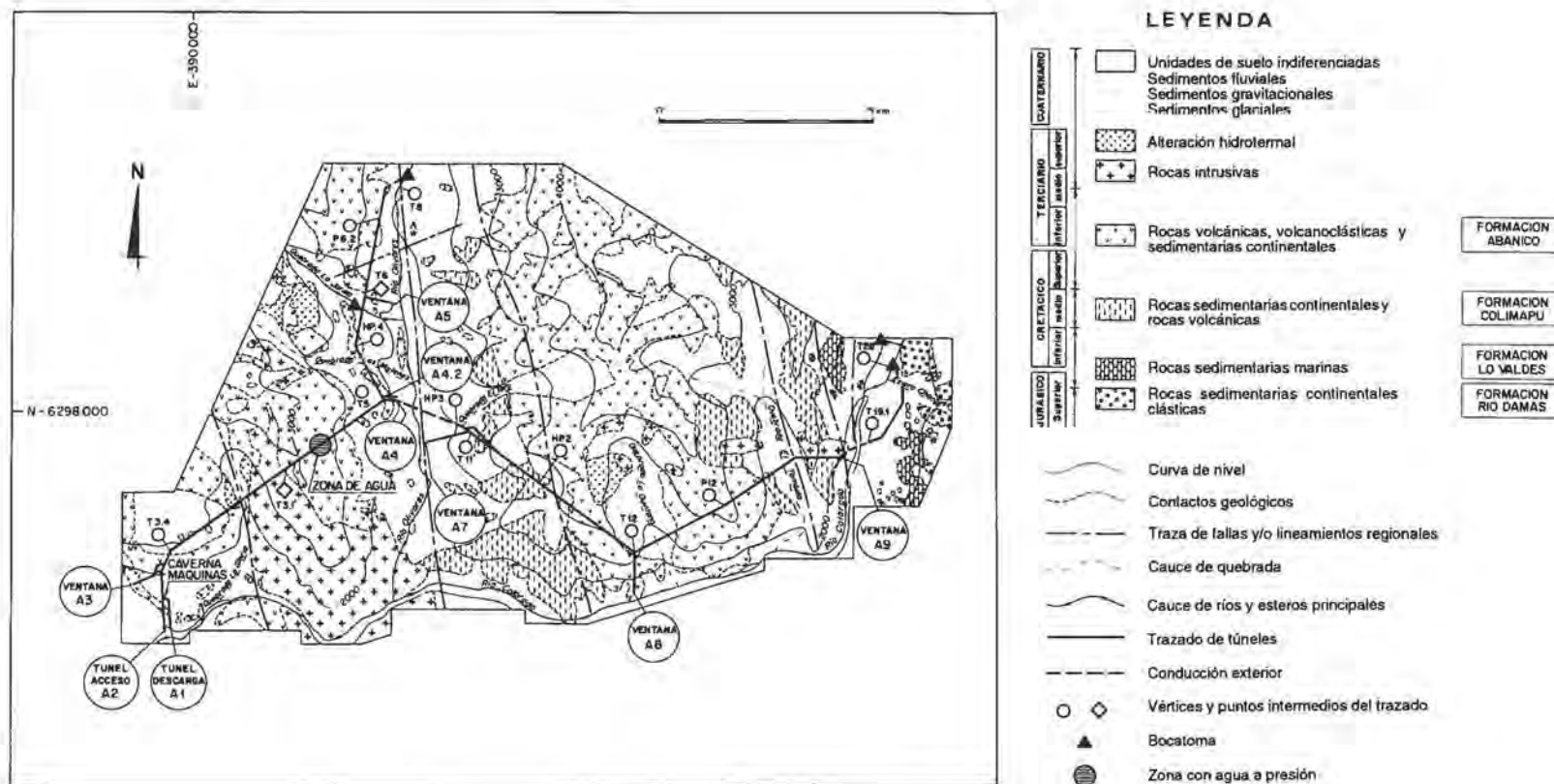


FIG. 2. Mapa geológico y trazado de los túneles del Proyecto Alfalfa. Compilado y reducido de los mapas geológicos siguientes:
 - Area del Proyecto Alfalfa (Talloni, 1985).
 - Area Túnel Chacayes (Castro, 1988).

PRESENTACION DEL CASO

El problema ocurrió en el Túnel de Aducción Común de la Central Alfalfal, aproximadamente en el Km 2.084, medido hacia el suroeste, y desde la Ventana A4; allí, el piso se encuentra en las proximidades de la cota 1.800 m s.n.m. (Fig. 2).

El día 12 de Noviembre de 1989, durante la perforación de sondajes exploratorios preavance, fue interceptada una zona de agua a gran presión, la cual se encontraba a unos 5-12 m de ella, dependiendo de la ubicación específica de cada sondaje.

El contratista alcanzó a perforar 5 sondajes exploratorios, los que permitieron definir la existencia de una zona de fracturas abiertas con agua a gran presión; en un primer momento, afloraba un caudal total de ca. 1.000 l/min con una presión medida de hasta 90 bar. Las fracturas, entre el frente de excavación y la vía de agua, fueron deformadas rápidamente y abiertas debido a la gran presión. Por este motivo aumentó el caudal, estabilizándose en unos 3.000 l/min al día siguiente (Grupo Consultor Alfalfal, 1989-1990).

Debido a que este tramo del Túnel Común fue excavado con una pendiente negativa de ca. 3%, y al hecho de no haberse previsto una situación de agua a presión tan extrema, el túnel se inundó completamente en los últimos 160 m, hasta el Km 1.924. Posteriormente, el contratista instaló un apropiado sistema de bombeo y tuberías de evacuación, lo que le permitió drenar el túnel y controlar la situación el día 19 de Noviembre.

Es conveniente hacer notar que 90 bar fue la mayor presión detectada con manómetro (sondaje CO-6) después de interceptada y, en cierta medida, abierta la zona de agua; por esta razón, es probable que la presión *in situ* original haya sido de, por lo menos, unos 100 bar.

SITUACION GEOLOGICO-GEOTECNICA EN LA ZONA DE AFLORAMIENTO DEL AGUA

La roca existente en el sector afectado corresponde a una granodiorita gris clara perteneciente al Batolito La Gloria. A la cota del túnel, las rocas granodioríticas están en contacto intrusivo nítido, soldado y subvertical con volcanitas andesíticas de

la Formación Abanico, unos 500 m hacia el noreste del frente de excavación donde afloró el agua.

La granodiorita del Batolito La Gloria es una roca muy dura y densa, levemente descompuesta a completamente inalterada, en general de moderado a fuerte fracturamiento, esto es, 3-10 fracturas por metro lineal, con sectores puntuales débilmente fracturados, de 1-3 fracturas por metro lineal. No se encontraron discontinuidades mayores relevantes, a excepción de dos zonas con mayor cantidad de fracturas, del orden de un par de metros de espesor, las que se localizan en los Kms 2.132 y 2.186.

De acuerdo con los diagramas de polos de las medidas de discontinuidades tomadas en este sector (Fig. 3), se aprecia claramente la existencia de 3 sistemas preferentes de discontinuidades, los cuales, en orden de mayor a menor relevancia, son los siguientes:

- 50°E/85°SE, subparalelo al eje del túnel
- NS-5°W/38°E
- 70°-80°W/75°-85°N

Antes y después de la zona de agua, y desde aproximadamente el Km 1.500, el macizo rocoso presentaba evidencias notorias de una relajación de tensiones de regular intensidad alrededor del contorno excavado, produciéndose fuertes crujidos y lajamientos de la roca ('popping'), especialmente en la parte superior de la pared izquierda y en el sector inmediatamente contiguo del techo o clave del túnel. Cabe considerar que la sobrecarga rocosa existente en este tramo es de aproximadamente 1.000 m.

En la zona de agua propiamente tal, esta actividad de relajación de tensiones disminuye su intensidad hasta hacerse prácticamente inexistente. Es posible que la abertura de fracturas inducida por el agua en presión haya proporcionado, en parte, el espacio suficiente para que se produjeran las deformaciones del macizo rocoso, evitando así problemas derivados de lajamientos de la roca.

En la figura 3, se ha indicado la actitud más probable de la tensión principal mayor, de acuerdo con la ubicación de los daños derivados de la relajación de tensiones en el túnel y considerando la topografía local; dicha estimación permite suponer una disposición espacial 60-80°W/30-45°ESE.

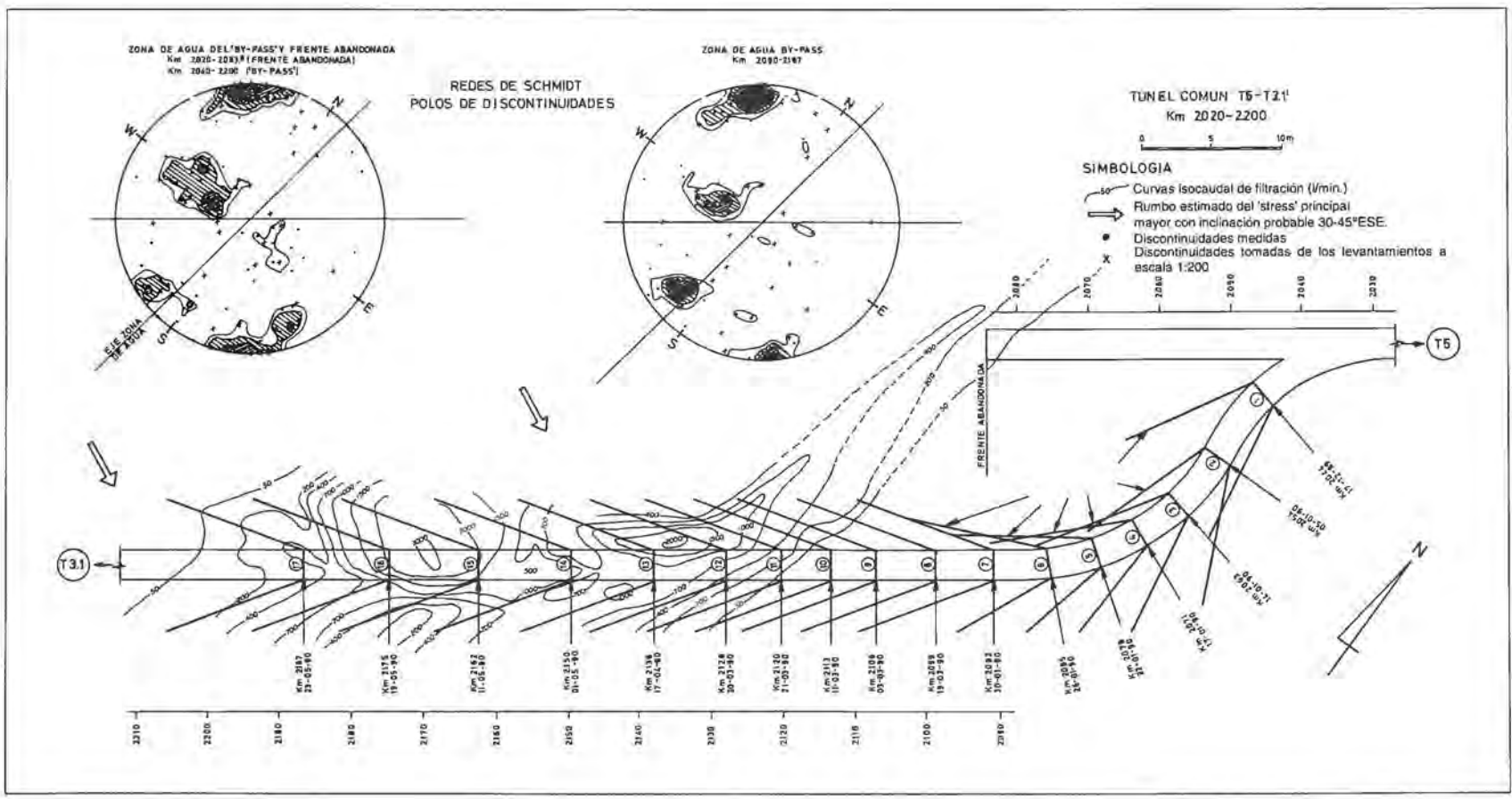


FIG. 3. Plano de la zona de agua. Curvas isocaudales, ubicación de abanicos de inyección y redes de Schmidt de discontinuidades. Tramo: Kms 2.020-2.200. Incluye la porción del túnel abandonado y el inicio del túnel de desvío.

SOLUCION ADOPTADA Y METODOLOGIA DE TRABAJO

Debido al desarrollo de una zona de fracturas abiertas, antes y enfrente de la excavación del Km 2.084, se complicó notablemente el manejo eficiente y seguro de la situación, motivo por el cual el Grupo Consultor decidió reforzar adecuadamente la parte final de este túnel y procedió a abandonarlo para continuar las excavaciones a través de un desvío ('by-pass') situado en forma paralela a unos 30 m hacia el sureste; el tramo del túnel abandonado sirvió como 'dren' para aliviar la presión de agua en el túnel de desvío.

El contratista inició la excavación del túnel de desvío el 12 de Diciembre de 1989, desde las proximidades del Km 2.040, unos 44 m atrás del frente de excavación abandonado (Fig. 3).

Los primeros 150 m de este túnel de desvío se excavaron en tramos de 7-12 m, en los cuales se colocaba un pesado soporte definitivo; además, se realizaron abanicos de perforaciones para inyecciones sistemáticas de 20-22 m de longitud hacia adelante, antes que cada tramo fuera excavado, como se puede apreciar en la figura 4. El número de sondajes perforados por abanico de inyección quedó determinado por la magnitud de las filtraciones encontradas y, en general, por su capacidad de admisión (Tabla 1).

Luego de efectuada la ronda de inyección primaria, se controlaba el resultado de esta operación ejecutando para ello, sondajes de control. En cada uno de estos sondajes se medía el caudal y la

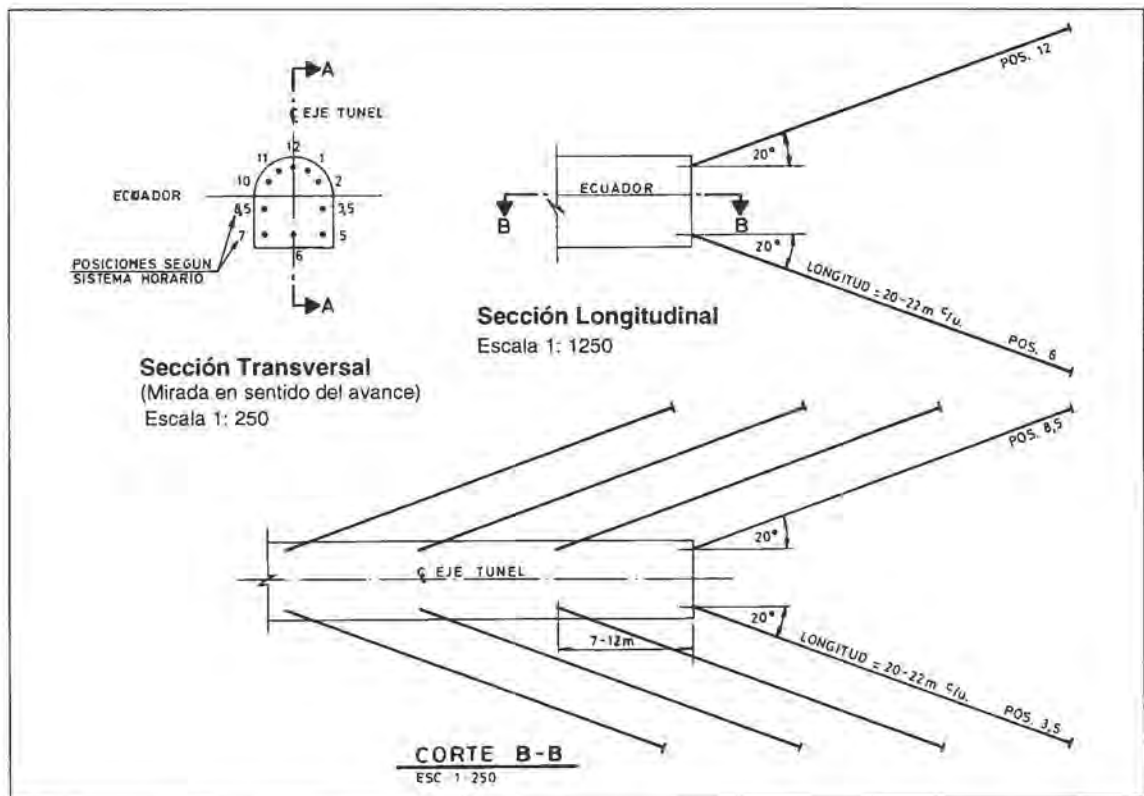


FIG. 4. Distribución, orientación y traspaso de los sondajes de abanicos de inyección. Caso típico.

presión de filtraciones, datos que permitían definir si era necesario o no, realizar una segunda ronda y en partes, incluso, una tercera ronda de inyecciones. Esta impermeabilización consistió en una inyección basada en lechadas de cemento y bentonita, con relación de agua-cemento variable entre 1:1 y 1:2, además de un 2-4% en peso de bentonita.

La inyección química, básicamente de poliuretano, fue usada para sellar vías preferenciales hacia las paredes del túnel, para la inyección del espacio anular del tubo de mayor diámetro inicial de aquellos sondajes que fueron emboquillados y, en algunos casos, para inyección de aquéllos que mostraban alta admisión, de tal forma de generar un tapón rápido que limitase y acortase el tiempo de inyección.

Después de cada ciclo de avance, y previo a la

inyección hacia adelante, el contratista procedía a la colocación de un pesado soporte definitivo en el tramo recién excavado. Así, el procedimiento secuencial empleado fue el siguiente:

- perforación e inyección de los sondajes primarios, así como de aquéllos de control y adicionales (secundarios, terciarios), cuando éstos eran necesarios;
- excavación de un tramo de 7-12 m de longitud con soporte de avance liviano disparo a disparo. Este soporte liviano consistió en combinaciones de pernos de roca y 'shotcrete' delgado (5-7 cm);
- colocación del soporte pesado de todo el tramo, sobre la base de pernos de roca, malla electrosoldada y 'shotcrete' de grueso espesor (10-12 cm).

RESULTADOS DE ESTA EXPERIENCIA

A finales de Mayo de 1992, luego de un avance de ca. 150 m excavados en tramos cortos, con inyecciones sistemáticas realizadas en cada abanico (Tabla 1 y Fig. 3) y fuerte sostenimiento, el contratista logró atravesar y dejar atrás la zona de agua a gran presión. Habían transcurrido aproximadamente seis meses y medio desde el origen del problema.

Se necesitaron efectuar 17 abanicos de inyección, los que consumieron unas 157 toneladas de cemento y, aproximadamente, 7 toneladas de inyección química (lechada), en su mayor parte poliuretano, además de unas 5 toneladas de aditivo, el que consistió básicamente en bentonita. Se emplearon hasta 28.000 kg de lechada indiferenciada en un solo abanico de inyección, como fue el caso del abanico situado en el Km 2.150.

Marzo de 1990, con una excavación de 22 m con la modalidad de trabajo señalada anteriormente,

representa el ejemplo de un mes cuyo avance coincide casi exactamente con el promedio mensual, mientras duró el problema (Fig. 5).

En las figuras 6,7 se muestra la evolución de este fenómeno en términos de caudal de filtraciones y su presión, además del impacto que éste tuvo en el ritmo de las excavaciones. La presión disminuyó paulatinamente desde los 90 bar iniciales hasta unos 10-15 bar, presión a la cual se estabilizó. Las filtraciones se mantuvieron altas, en más de 80 l/s, hasta atravesar la zona de agua; después, decrecieron y se estabilizaron en ca. 50 l/s.

Este problema significó un atraso de, aproximadamente, cinco meses y medio en las excavaciones, ya que, entre mediados de Noviembre de 1989 y fines de Mayo de 1990, el rendimiento de avance por mes fue muy bajo, alcanzando unos 23 m como promedio mensual.

INTERPRETACION

Los autores han intentado encontrar una explicación al gran caudal que afloró en esta zona y sobre todo, a los valores de presión inusualmente altos con que esta agua afloraba, además de su posterior evolución. El análisis llevado a cabo fue el siguiente:

Se trazaron las curvas de isocaudales de filtración (Fig. 3), además de las redes de Schmidt con los polos de discontinuidades del sector, los cuales permitieron definir la disposición espacial de las discontinuidades principales. También se graficó en

TABLA 1. CUADRO RESUMEN DE LAS INYECCIONES EN TUNEL 'BY-PASS' DEL TUNEL COMUN.

Abanicos de inyección		Situación Pre-inyección			Fechas de perforación e inyección		Sondajes de inyección y/o control		Inyección (kg de material seco)					
		Filtraciones iniciales l/min ¹	Presión máxima medida (Kg/cm ²)						Número	Longitud total m	Cemento	Poliuretano y/o resina	Aditivos ³	Total material inyectado
Número	Estación km		Sondaje CO-6 ²	En la frente	Desde	Hasta m								
1	2.044	38	72	-	16/12/89	17/12/90	4	78	-	380	-	380	4,9	
2	2.053	580	72	60	19/12/89	05/01/90	17	328	2.763	547	52	3.362	10,3	
3	2.063	284	66	57	07/01/90	14/01/90	20	433	5.346	288	85	5.719	13,2	
4	2.071	379	65	60	15/01/90	17/01/90	13	248	683	-	5	688	2,8	
5	2.078	574	63	60	20/01/90	22/01/90	17	328	3.246	-	100	3.346	10,2	
6	2.085	729	62	62	24/01/90	26/01/90	14	282	1.815	-	62	1.877	6,7	
7	2.092	279	60	58	28/01/90	30/01/90	14	282	701	-	49	750	2,7	
8	2.099 ⁴	2.746	56	60	01/02/90	19/02/90	19	528	25.305	1.202	1.104	27.611	52,3	
9	2.106 ⁴	1.644	58	58	22/02/90	03/03/90	25	383	7.612	729	-	8.341	21,8	
10	2.113 ⁴	2.742	56	51	05/03/90	11/03/90	13	250	5.360	1.316	110	6.786	27,1	
11	2.120 ⁴	6.125	54	40	12/03/90	21/03/90	17	304	18.481	441	1031	19.953	65,6	
12	2.128 ⁴	5.809	50	40	23/03/90	30/03/90	14	272	13.201	656	529	14.386	52,9	
13	2.138 ⁴	5.272	48	42	03/04/90	17/04/90	18	375	14.601	266	616	15.483	41,3	
14	2.150 ⁴	7.992 ¹	39	35	22/04/90	01/05/90	15	291	27.273	261	457	27.991	96,2	
15	2.162 ⁴	10.855 ¹	30	25	06/05/90	11/05/90	12	236	21.521	113	475	22.109	93,7	
16	2.175 ⁴	3.159	18	11	16/05/90	19/05/90	14	243	8.170	565	156	8.891	36,6	
17	2.187 ⁴	854	12	10	22/05/90	23/05/90	8	160	758	201	-	959	6,0	
							Totales	254	5.021	156.836	6.965	4.831	168.632	33,6

Kilometraje inicial=2.044

Fecha inicial=16/12/89

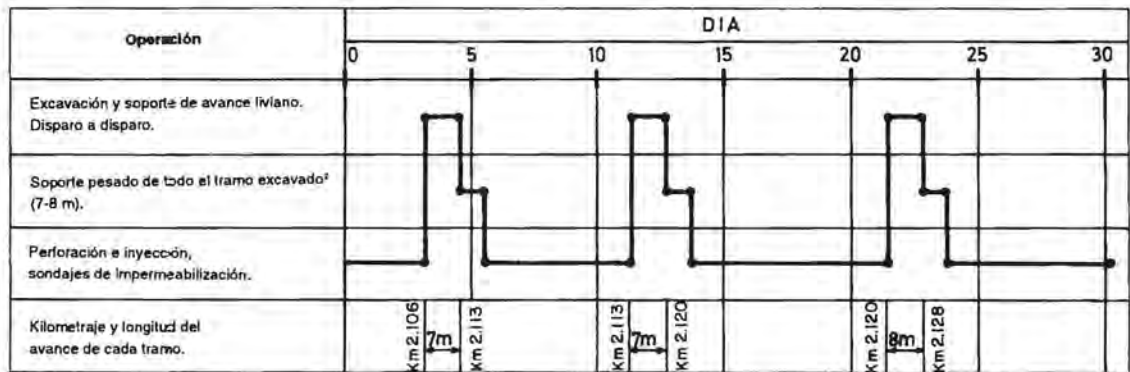
Cota túnel=1.800 m s.n. m.

Kilometraje final= 2.187

Fecha final= 23/05/90

Cota terreno=2.700 m s.n. m

- ¹ Corresponde a la sumatoria de las filtraciones que emergían de los sondajes de la primera ronda de inyección, al momento de su perforación. Estas medidas no fueron corregidas por efectos de 'bypass' entre los sondajes perforados.
- ² El sondaje CO-6 fue perforado en la frente abandonada del Km 2.084, con una longitud de 15 m y en posición 8. Fue habilitado con manómetro para medición sistemática de la presión.
- ³ Los aditivos empleados fueron algunos acelerantes químicos, arena y, principalmente, bentonita.
- ⁴ Los sondajes primarios fueron emboquillados con un tubo corto y de mayor diámetro, de 3-4 m de largo, anclado e inyectado con poliuretano en el espacio anular.



¹ Soporte liviano : pernos y una delgada capa de 'shotcrete'

² Soporte pesado : pemos, malla ACMA electrosoldada y una gruesa capa de 'shotcrete'

FIG. 5. Ciclos de avance del mes típico. Marzo de 1990: 22 m (Km 2.106-2.128)

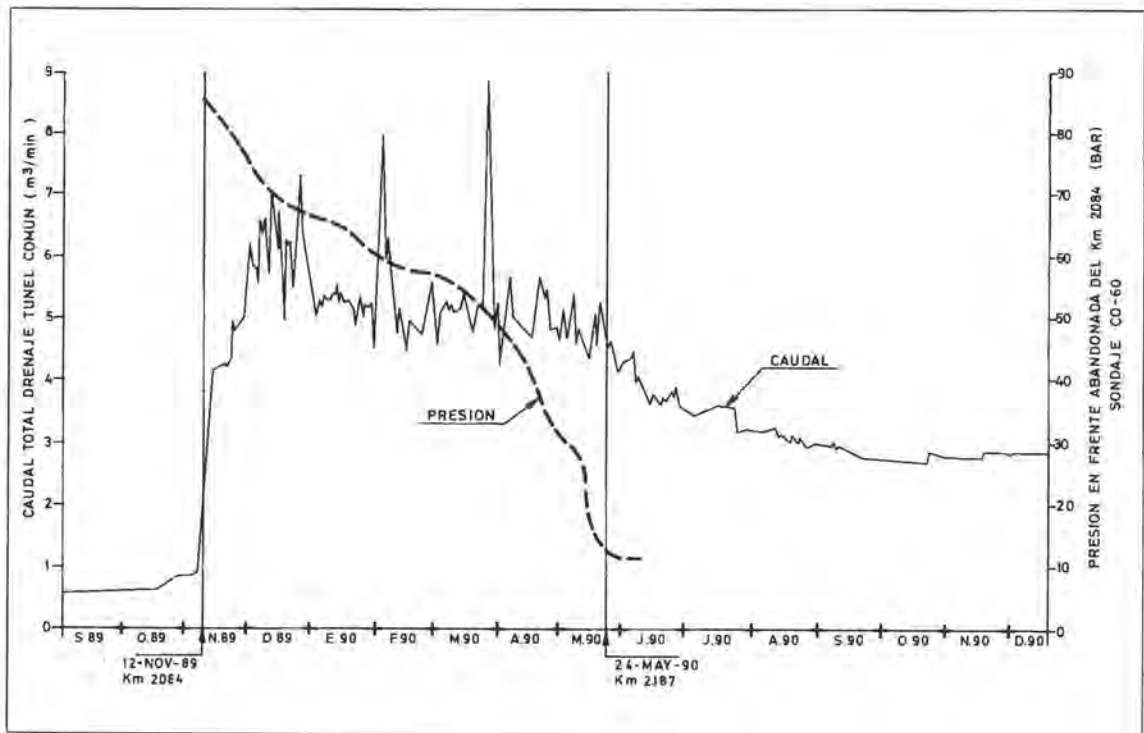


FIG. 6. Caudales totales de drenaje del Túnel Común medido a la salida de la ventana A4, y presión de agua en la frente de excavación abandonada, medida en el sondaje CO- 6. Período de medición: 01 Septiembre '89-20 Diciembre '90.

la figura citada, la dirección e inclinación más probable de la tensión (stress) principal mayor en esta zona.

De los datos antes referidos, es posible definir una orientación o rumbo 5°E para la zona de agua, de acuerdo con las curvas isocaudales trazadas. Se observa, además, que el segundo sistema de discontinuidades más importante exhibe una actitud de rumbo muy similar ($\text{NS-}5^{\circ}\text{W}$), con una inclinación de unos 35° al este.

Se trazó, entonces, la intersección con que un plano de esta actitud, ubicado en la zona de agua, intercepta la superficie, generándose la traza que se aprecia en la figura 8. Examinando la topografía y las fotos aéreas del lugar (Vuelo SAF-85 'Río Colorado'), se puede apreciar que dicha traza intercepta la zona de vegas que alimentan la cabecera suroriental de la quebrada Los Maitenes, así como algunas vegas menores que alimentan la cabecera norponiente de la quebrada La Gloria, a una cota de 2.800 m s.n.m. Es decir, con una diferencia de ca. 1.000 m con la cota del túnel (1.800 m s.n.m.).

De acuerdo con lo expuesto, si se acepta la existencia de una comunicación con la superficie a través del enrejado de discontinuidades de la roca, el

agua debería llegar al túnel con una presión de ca. 100 bar, que es la presión con que aproximadamente se encontró el agua en la zona de fuertes filtraciones.

Suponiendo que el caudal de agua drenado por esta zona del túnel sea mayor que la alimentación en superficie, entonces resulta explicable la evolución del caudal medido a la salida del túnel, hasta llegar a una situación estable como la que se aprecia desde, por lo menos, Septiembre de 1990.

Así, la disminución paulatina de la presión en el tiempo significaría, necesariamente, que la napa en esta zona habría sido deprimida, a medida que el agua es drenada a un ritmo mayor que aquél de la recarga, hasta llegar a colocarse a unos 100-150 m sobre la cota del túnel donde, al parecer, se habría estabilizado.

Por otra parte, es necesario destacar que debido a la forma en que se presentaron los efectos de la relajación de tensiones en el túnel, tanto antes como después de la zona de agua, así como a la topografía existente, es muy posible que la tensión principal mayor tenga un rumbo $60^{\circ}\text{-}80^{\circ}\text{W}$ e inclinación $30^{\circ}\text{-}45^{\circ}$ hacia el este (Figs. 7, 8), lo cual, obviamente, tendería a la abertura de las fracturas $\text{NS-}5^{\circ}\text{W}/35^{\circ}\text{E}$ que se supone conforman la zona conductora del agua.

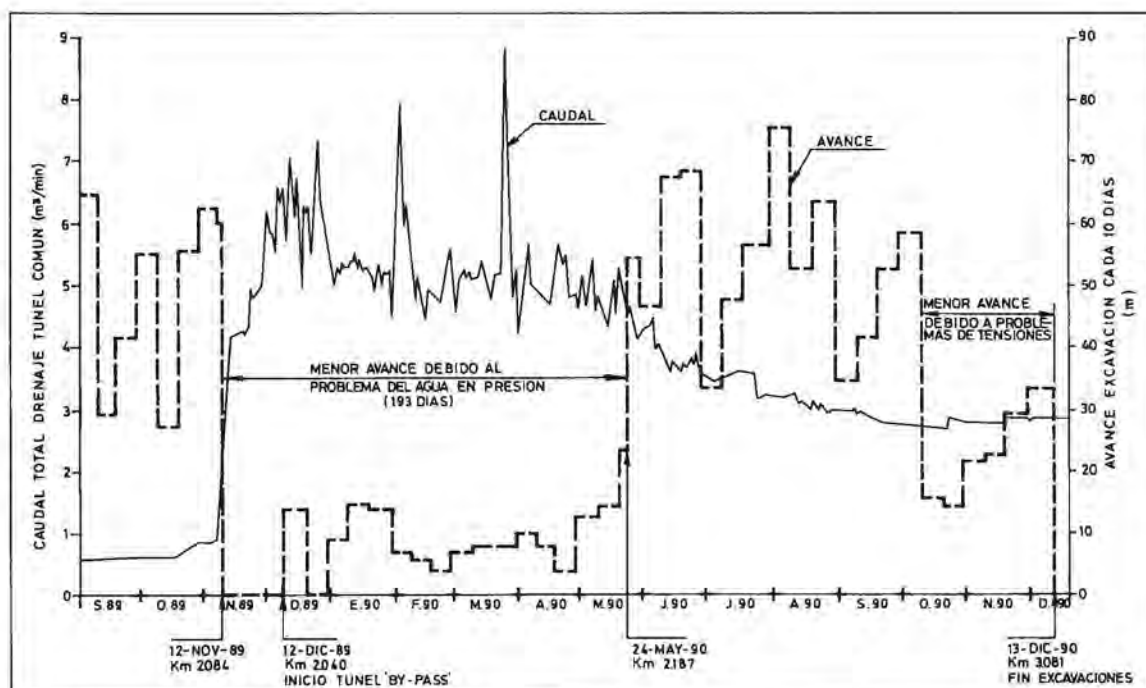


FIG. 7. Caudales totales de drenaje del Túnel Común, medido a la salida de la ventana A4 y avance de la excavación de dicho túnel. Período de medición: 01 Septiembre '89-20 Diciembre '90.

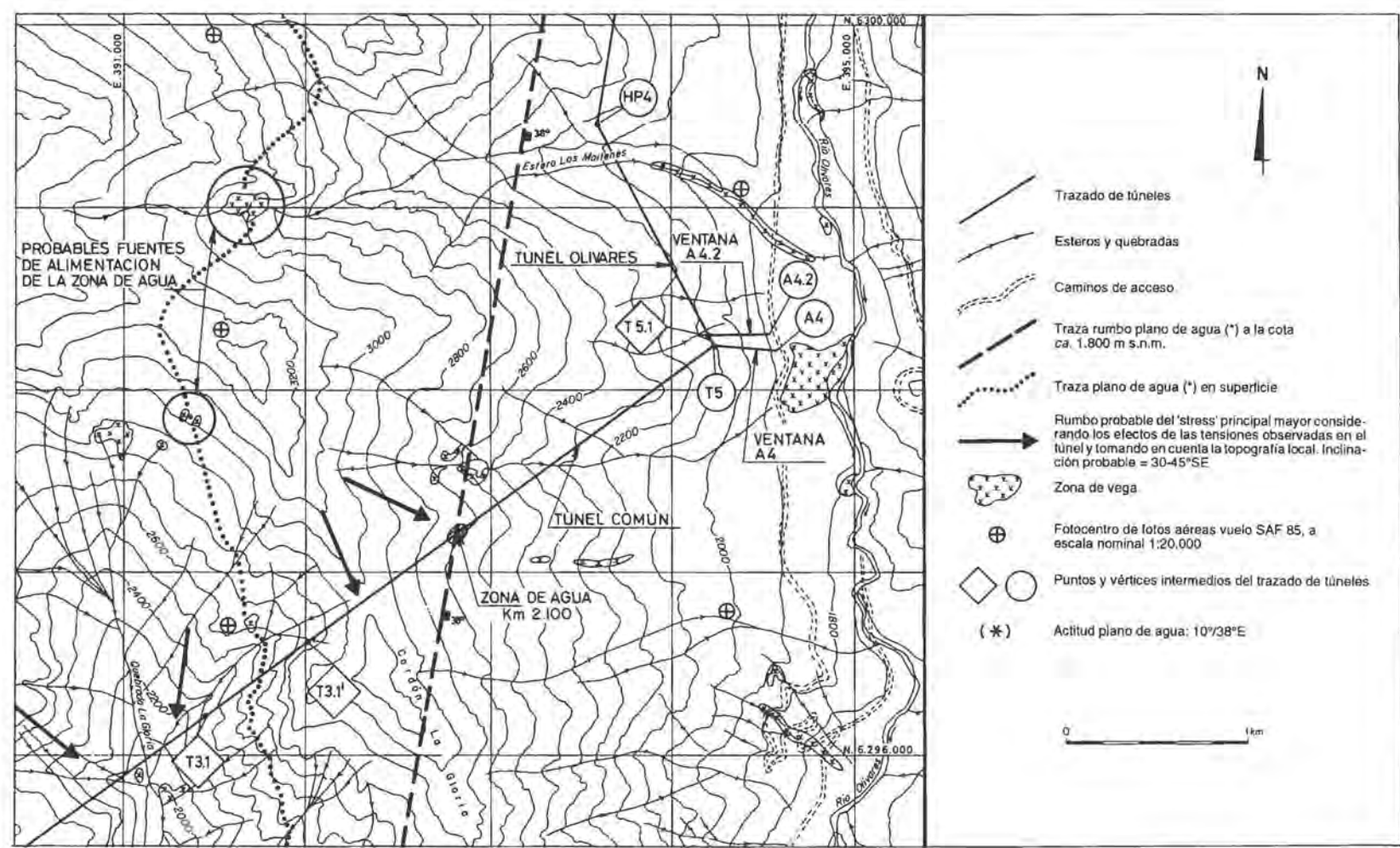


FIG. 8. Plano de interpretación del fenómeno. Probable traza de la zona de agua; ubicación de zonas de vega superficiales e indicación de la disposición espacial de la tensión principal.

Este hecho podría explicar una comunicación de discontinuidades. 1.000 m de desnivel, a través del enrejado de

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Compañía Chilena de Generación Eléctrica S.A. (CHILGENER) y especialmente al ingeniero Sr. Carlos Mathiesen, Gerente de Ingeniería y Construcción del proyecto Alfalfal, las facilidades y autorización otorgadas para la ejecu-

ción y publicación de este artículo. El reconocimiento se hace extensivo a los evaluadores, por su valiosa labor; sus observaciones y aportes han sido de gran ayuda y utilidad para lograr una mejor presentación técnica de este trabajo.

REFERENCIAS

- Buen, B. 1986. Engineering geological design of underground openings on the Alfalfal project. *Grupo Consultor Alfalfal-Chilectra Generación* (Inédito), p. 73. Santiago.
- Gausereide, L.R.; Castro, S.; Delucchi, H. 1991. Informe final de Ingeniería Geológica-Proyecto Hidroeléctrico Alfalfal. *Grupo Consultor Alfalfal-Chilectra Generación* (Inédito), Vol. 1-24 56 p. Santiago.
- Grupo Consultor Alfalfal. Informes mensuales desde Noviembre de 1989 a Mayo de 1990, 35-60 p. cada uno (Inédito), Archivo Técnico de Chilgener.
- Moreno, H.; Varela, J.; Thiele R. 1991. Estudio geológico y de riesgos volcánicos y de remoción en masa del Proyecto Hidroeléctrico Alfalfal II, Las Lajas. *Universidad de Chile, Departamento de Geología* (Inédito), 80 p. Santiago.
- Thiele, R. 1980. Hoja Santiago. Región Metropolitana. *Instituto de Investigaciones Geológicas, Carta Geológica de Chile*, No. 39, 51 p.
- Velasco, L.; Talloni, P. 1985. Estudio geológico-geotécnico del Proyecto Hidroeléctrico Alfalfal. *Geotécnica Consultores-Chilectra Generación* (Inédito), 158 p. Santiago.
- Inspección Técnica Alfalfal (SERTAL). Informes mensuales desde Noviembre de 1989 a Mayo de 1990, 100-200 p. cada uno (Inédito). Archivo Técnico de CHILGENER.