

## EVALUACIÓN DEL ESCURRIMIENTO EN LA FUNDACIÓN DEL DIQUE PASO DE LAS PIEDRAS

Ing. Javier Buraschi<sup>\*</sup>, Ing. Juan Bustinza<sup>\*</sup>, Santiago Schmoll<sup>\*</sup>

<sup>\*</sup>RED Ingeniería S.R.L.  
Antártida Argentina 240 – CP 8300 – Neuquén, Argentina  
e-mail: reding@infovia.com.ar

**Key words:** Presas – Filtraciones (Dams – Seepage)

### RESUMEN

El dique Paso de las Piedras, ubicado al Sur de la Provincia de Buenos Aires, ha manifestado desde el primer llenado niveles piezométricos elevados en su pie con evidencias de arrastre de material areno - limoso que forma parte del aluvión sobre el cual se encuentra fundada. El análisis detallado en esta publicación resume los estudios de simulación del comportamiento observado para diferentes escenarios de proyecto, y su extrapolación a situaciones de posible ocurrencia durante las etapas de reparación encaradas recientemente. En particular se realizó la modelación por elementos finitos del conjunto presa – fundación – filtros – drenes ajustando sus parámetros constitutivos a los resultados de la investigación geotécnica y del sistema de Auscultación instalado en la obra. En base al modelo calibrado se obtuvieron los niveles de respuesta posible para diferentes situaciones de proyecto a partir de los cuales se diseñó un terraplén de sobrecarga y filtro invertido con el objeto de incrementar la seguridad al levantamiento en el pie de presa..

### ABSTRACT

Paso de las Piedras Dam, located in the Southern region of Buenos Aires province, has shown since its was first filled high piezometric level in his foundation. The dam has also shown evidence of having carried out sand-silt material which is part of the alluvial deposit where the dam is founded. The detailed analysis in this publication summarizes the behavior simulation studies for different given project scenarios as well as its extrapolation to situations bound to occur during the repair stages recently commenced. The modeling was done using Finite Element applied to the system dam - foundation - filters - drains and adjusting the constitutive parameter to the results of the geotechnical research and the auscultation system placed on the work site. Based on the calibrated model, the levels of possible response corresponding to different project situation were obtained. From this level of response a terraplein and inverted filter was designed aimed at incrementing the safety factor of a possible uplift in the dam's toe

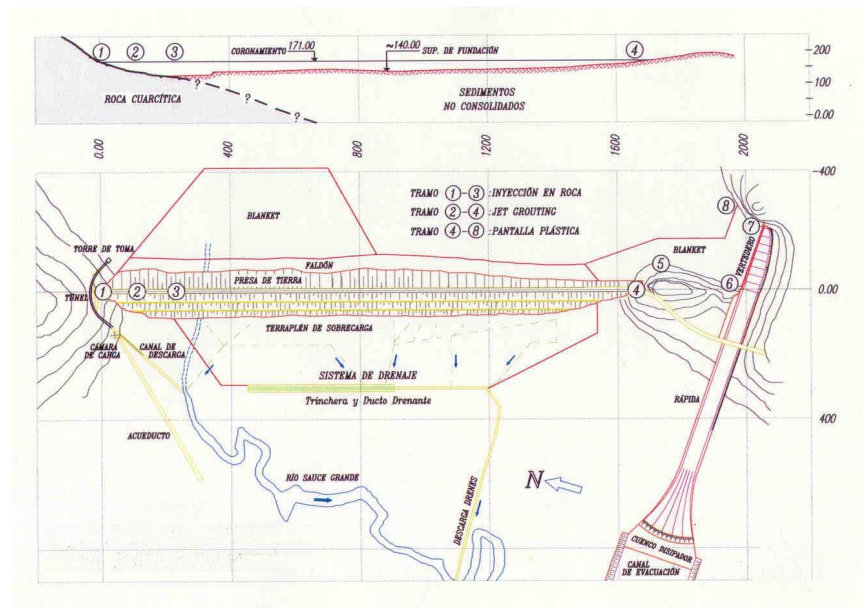
### INTRODUCCIÓN

Se describen en este trabajo los estudios realizados y las conclusiones alcanzadas respecto de las condiciones de seguridad del Dique Paso de las Piedras y las previsiones a adoptar con anterioridad a la ejecución de los trabajos de reparación de su fundación, realizándose para ello la modelación matemática por medio de elementos finitos del escurrimiento a través de la presa y su fundación. En el punto 2 se incluye una breve descripción de las obras, en tanto que en el punto 3 se detallan los modelos de escurrimiento utilizados, los escenarios de calibración y los resultados obtenidos para diferentes situaciones de nivel de embalse y de funcionamiento del dren de pie de presa.

En el punto 4 se estudian diferentes horizontes esperados durante la etapa de ejecución del tratamiento de reparación y posterior fase de operación; se estudia la necesidad de la construcción de un terraplén de sobrecarga y se determinan los principales parámetros a considerar para su diseño y dimensionado.

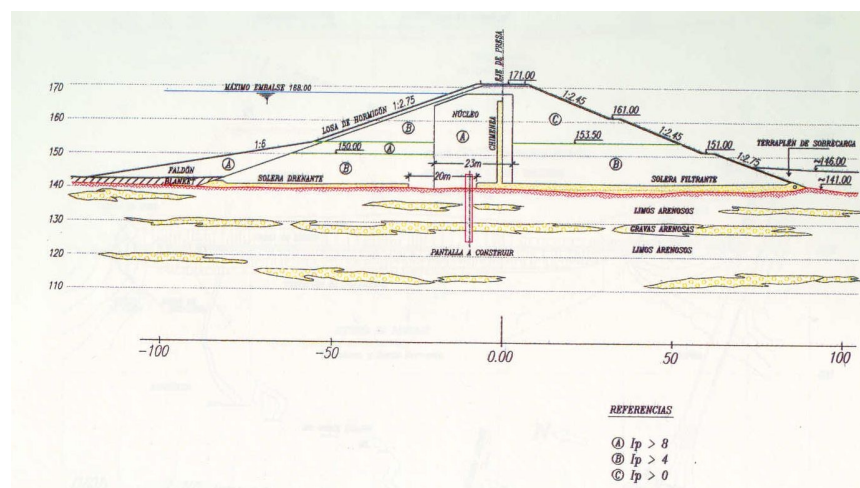
## DESCRIPCIÓN DE LA OBRA Y SU SITUACIÓN ACTUAL.<sup>1,2</sup>

El Dique Paso de las Piedras fue construido en los años setenta para abastecimiento de agua potable a la ciudad de Bahía Blanca y su zona de influencia, proveyendo en la actualidad prácticamente el 100% de sus necesidades de consumo. Debido a importantes filtraciones en el subsuelo que en algunos casos produjeron fenómenos de sifonaje, y a pesar de varios trabajos de saneamiento ejecutados, la presa sólo pudo ser operada con una cota de embalse reducida. Para poner al Dique en condiciones de operación normal, la Dirección de Obras Sanitarias de la Provincia de Buenos Aires (encargada de su explotación) desarrolló un proceso de consultas con especialistas nacionales y extranjeros arribándose así a un proyecto de reparación basado en una pantalla de impermeabilización, hoy en ejecución, el cual además amplía el sistema de auscultación y provee un equipo de adquisición automática de datos. Las tareas se iniciaron en noviembre de 1996.



En la figura se muestra en planta la disposición de las obras que integran el complejo Paso de las Piedras junto con el perfil longitudinal, pudiendo diferenciarse la obra de cierre (presa de materiales sueltos sobre la que se ha realizado la modelización), la obra de toma y conducción sobre margen derecha y la obra de descarga de crecidas en margen izquierda. La Presa propiamente dicha tiene un núcleo impermeable de material similar al que constituye los espaldones que la hace prácticamente homogénea y una chimenea drenante de 1,5 m de espesor (ver figura) que se continúa en el espaldón de aguas abajo mediante una solera en cota de fundación y vinculada a un dren colector instalado en el pie de presa. Ambos taludes tienen una pendiente 1V:2.75H, y en el de agua abajo se incluyeron dos bermas separadas verticalmente 10m. A fin de controlar las filtraciones a través del aluvión de fundación se construyó un blanket entre progresivas 0 y 950. La presa se construyó sobre el terreno de fundación constituido por sedimentos limo-arenosos con intercalaciones de lentes de grava que conforman el relleno aluvional del valle; el estribo izquierdo lo hace sobre un sedimento

limo-arenoso con intercalaciones erráticas de lentes de calcreto (tosca) de consistencia variable.



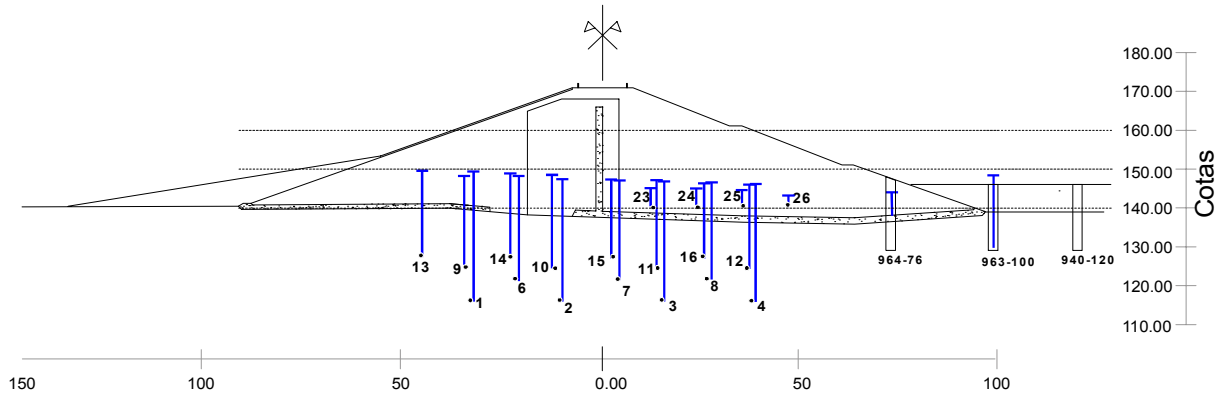
### REFERENCIAS

- ④  $I_p > 8$
- Ⓟ  $I_p > 4$
- Ⓢ  $I_p > 0$

## ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA Y CONSTRUCCIÓN DEL MODELO DE ESCURRIMIENTO

### Registros del sistema de Auscultación.

El alcance de este trabajo se limita a la evaluación de las condiciones de escurrimiento observadas en el denominado Sector 2 , comprendido entre las progresivas 850 a 1352. El comportamiento de la obra en este sector

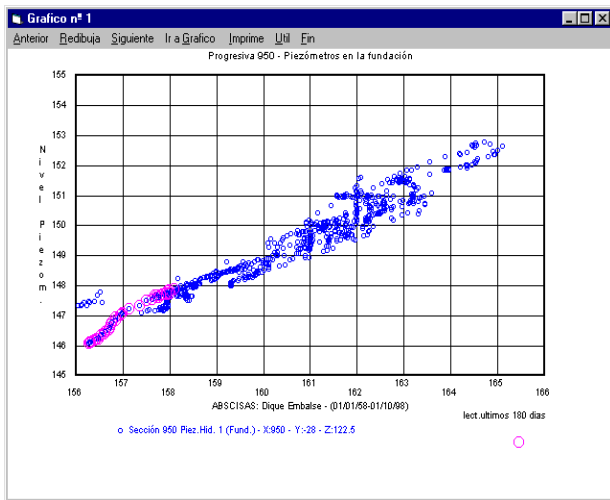


puede considerarse representado por los resultados de la instrumentación instalada en la progresiva 950 y en el pié de presa. Resultan particularmente importante las mediciones obtenidas en piezómetros hidráulicos, Casagrande, freátímetros y aforadores instalados de acuerdo a la distribución esquematizada en la figura siguiente:

Los registros históricos de la instrumentación son recopilados en bases de datos y representados en gráficos en los

cuales se detalla la evolución de un determinado parámetro a lo largo del tiempo o en función del nivel del embalse en cada instante, como, por ejemplo, el que se observa en la Figura de la izquierda.

Figura Nº 4 - Gráfico típico de procesamiento de



A partir de estos registros, se elaboran Esquemas de Situación en los cuales se representa la distribución de un conjunto de parámetros determinados en un cierto instante que se considera relevante, por ejemplo aquel correspondiente a una situación de Nivel de embalse máximo o mínimo o vinculado al desarrollo de un evento particular como por ejemplo la ocurrencia de un sifonaje localizado en el sector bajo análisis. En este caso en particular resultaron relevantes las siguientes situaciones:

- Condición de máximo embalse histórico: 165 msnm
- Nivel de embalse en la condición actual: 156 msnm
- Situación posterior al sifonaje ocurrido durante las tareas de reparación.

Se entiende que cualquier modelo de comportamiento debe, como mínimo, representar de una manera aceptable la distribución de presiones neutras en el interior de la presa y su fundación para las situaciones indicadas.

En la Figura superior se representó la distribución piezométrica en la fundación y talud de aguas abajo para la condición de máxima carga correspondiente a un nivel de embalse igual a 165 msnm, producida en el año 1984. Se observa claramente allí la aparición de altos niveles piezométricos en el pié de presa lo cual generó el desarrollo de fenómenos de levantamiento al pié. A partir de esta situación, en aquella oportunidad se decidió una fuerte reducción en el nivel de operación del y la construcción de un sobretalud en el pié de presa a fin de proveer una sobrecarga que mejore la situación de levantamiento al pié.

Por otra parte, se consideró como evento particular el desarrollo de un proceso de sifonaje durante el mes de enero de 1998 con pérdida del material fino a través del dren de pie de presa en un sector coincidente con la progresiva 950. En particular, se observa que las acciones tomadas con posterioridad al evento, y en especial la obturación del conducto de salida del colector del sistema de drenaje a pie de presa, produjo una reducción de aproximadamente un 20 % en los caudales aforados. Si bien la disminución es modesta, se observaron incrementos de aproximadamente 40 cm en los niveles piezométricos en la fundación y en el cuerpo del espaldón de aguas abajo, aún en condiciones de bajos niveles de embalse (cota 156). Una excepción a esto la constituyen los registros de niveles freáticos medidos algunos metros hacia aguas arriba del dren de pie de presa, el cual registró incrementos superiores a 1,5 m.

La evolución mencionada remarca la influencia que la eficiencia del dren de pie de presa posee sobre los niveles piezométricos, sobre todo en el sector del pie de presa. Este punto resulta fundamental para la interpretación de los diferentes eventos ocurridos y sobre todo para la predicción de los distintos escenarios esperables durante las tareas de reparación. Los caudales colectados por el sistema de drenaje son aforados mediante aforadores en V con lectura automática de nivel. En el caso del aforador dispuesto en la progresiva 950 confluyen hacia él dos ramales que conducen los caudales drenados desde progresivas 750 a 900, por la margen derecha, y desde progresiva 900 a 1400, en la margen izquierda. Para condiciones de máxima carga (embalse en cota 165), los caudales aforados alcanzaron un total de 34 lts/seg, es decir aproximadamente 0.053 lts/seg/m de caudal específico medio; si bien no es posible determinar los porcentajes del caudal aforado que corresponden a cada margen, de acuerdo a estimaciones del personal de auscultación para niveles de embalse de 165 msnm, el caudal proveniente de margen derecha no resultaba superior a los 5 lts/seg. Luego de producida la obturación del caño de salida se observó una reducción del orden del 20 % en los caudales totales aforados. Esta información será particularmente considerada en la evaluación del modelo de escurrimiento detallado en el punto siguiente.

### **Análisis del esquema de escurrimiento.**

De acuerdo a las observaciones de niveles piezométricos y de asentamientos a lo largo del coronamiento y berma, se consideró como más crítico a aquel sector ubicado en cercanías de la progresiva 950; en función de ello los modelos de análisis descriptos a continuación serán contrastados con los resultados de la instrumentación instalada en ese sector.

A fin de reproducir en forma adecuada el comportamiento observado y predecir niveles esperados para situaciones no registradas, se consideró que el modelo de escurrimiento adoptado debía proveer:

- Adecuado ajuste en los gradientes y niveles piezométricos observados en la fundación de la presa tanto para condiciones de embalse bajo como para los mayores niveles registrados.
- Buena predicción de los niveles piezométricos y freáticos en el cuerpo del espaldón; particularmente resultaría un buen indicador la correspondencia con el nivel freático determinado por la instrumentación instalada y la evolución en zonas cercanas al dren de pie de presa.
- Correspondencia con los niveles piezométricos observados dentro del actual terraplén de pie de presa, particularmente para las condiciones de máxima carga.
- Caudales drenados por el colector del pie de presa del mismo orden que los registrados por el sistema de aforo.

### **1. Modelo matemático de escurrimiento.**

El mismo fue construido en base a los registros de perforaciones realizadas tanto en el eje como en el pie de presa durante las importantes tareas de investigación. Se estimó que la distribución de los diferentes materiales a incluir en el Modelo debía resultar representativa de un determinado sector, a fin de poder evaluar de alguna manera el importante efecto tridimensional que se manifiesta en un paquete sedimentario fluvial heterogéneo como el observado en la fundación del dique. En particular, se consideró la presencia de una capa de grava a aproximadamente 12 m bajo el nivel de fundación, la cual en correspondencia con el eje de la presa desarrolla un espesor desde 12 a 24 metros de profundidad, y se reduce a 4 ó 5 m bajo el pie de presa. Entre la base de la presa y la grava se consideró la presencia de un limo en estado suelto y de menor calidad que el observado en niveles

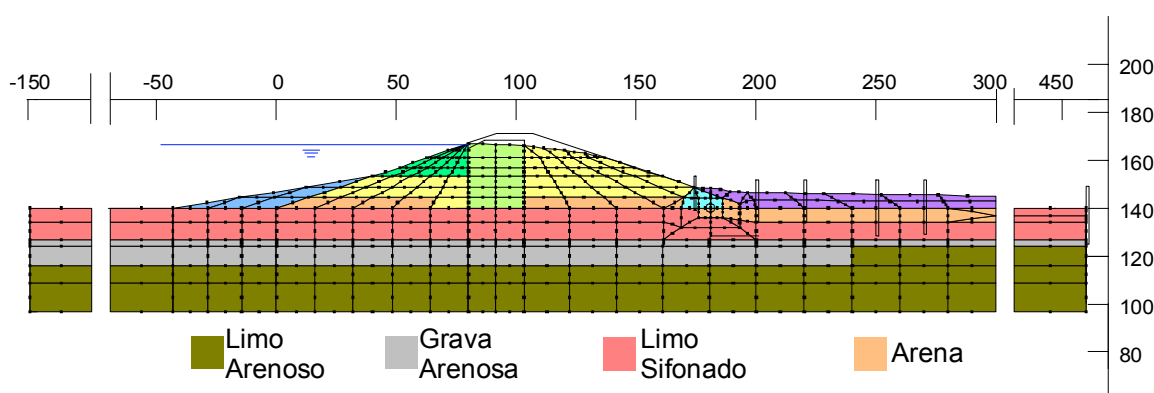
profundos en correspondencia con los parámetros registrados en las perforaciones y por resultar el sector afectado por los fenómenos de erosión desarrollados en el pasado. Como resultado también de las investigaciones, fue considerada la presencia de materiales gravo-arenosos en la base del sobretalud actual, aguas abajo del pie de presa.

Los órdenes de permeabilidad considerados en cada caso y ajustados durante las tareas de calibración resultaron:

Limos densos:	$10^{-4}$ cm/seg
Limos flojos:	$10^{-3}$ a $10^{-4}$ cm/seg
Gravas Arenosas:	$10^{-2}$ cm/seg
Terraplén PP actual:	$10^{-4}$ a $10^{-5}$ cm/seg
Núcleo de la presa:	$10^{-6}$ cm/seg

En la Figura siguiente se detalla la distribución de materiales considerados así como la geometría del modelo de cálculo utilizado.

**Figura: Modelo hidrogeológico**



La modelación matemática, realizada en elementos finitos con el software SEEP/W, incluyó la utilización de elementos rectangulares y triangulares parabólicos con 9 puntos de integración. El modelo contempló diferentes relaciones de anisotropía variables entre  $K_h/K_v=1$  a 10.

## 2. Escenarios de contrastación.

A fin de evaluar la respuesta del modelo de escurrimiento planteado a las diferentes condiciones de carga del embalse, se consideró un estado de calibración de los parámetros de permeabilidad de los diferentes materiales coincidente con un nivel de embalse intermedio: 161.5. (Los niveles piezométricos utilizados para la calibración del modelo de escurrimiento corresponden a la situación previa al accidente del sifonaje). Como resultado de esta tarea, los valores de permeabilidad finales resultaron muy similares a los detallados en el punto anterior y coherentes con aquellos resultantes de los ensayos de permeabilidad realizados en obra y con los valores típicos indicados en la bibliografía para los suelos involucrados. A partir del esquema calibrado se determinaron los niveles de respuesta esperados para niveles de embalse iguales a cota 158 y 165 respectivamente.

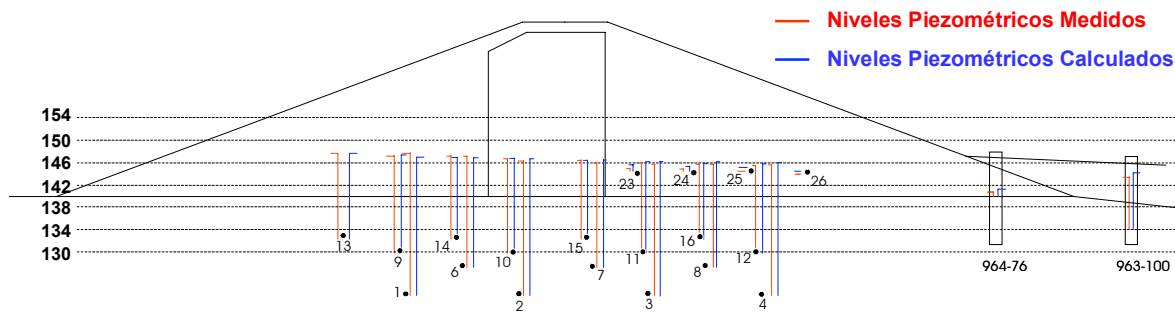
Por último, y a fin de verificar la adecuada respuesta del modelo planteado ante cada una de las situaciones registradas en la obra, se consideró un cuarto escenario de contrastación correspondiente a un nivel de embalse en cota 158 y a una reducción de la capacidad del sistema de drenaje de acuerdo a los detallado en el punto 2.1.

a) Nivel de embalse en cota 158 msnm.

Los resultados de los niveles piezométricos en cuerpo y fundación de la presa para las situaciones medidas y calculadas se representan en la Figura N° 6 de cuya observación resulta:

- En la fundación de la presa, los niveles medidos y calculados difieren en menos de 50 cm.
- En el cuerpo del espaldón las diferencias son algo mayores, aunque no superan los 70 cm.
- En el pie de presa, los valores calculados resultan aproximadamente 60 cm superiores a los medidos.

Situación Medida vs Calculada (Nivel de embalse 158)

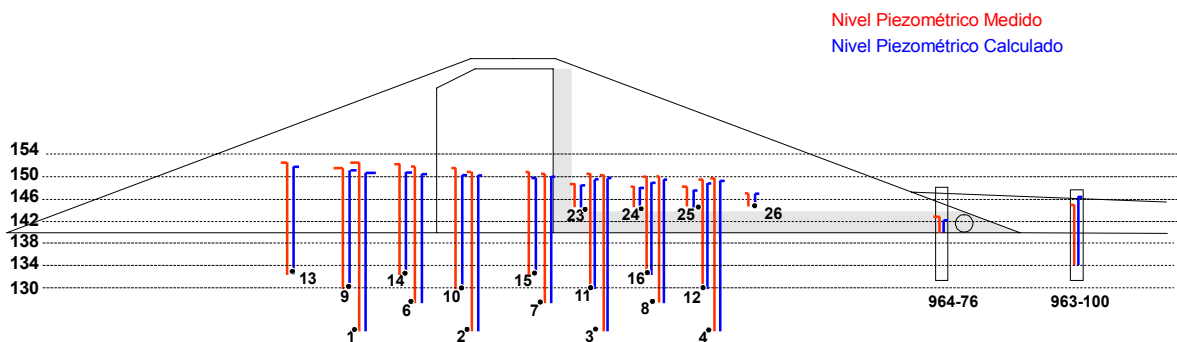


## b) Nivel de embalse en cota 165 msnm

En la figura inferior se representaron los niveles piezométricos medidos y calculados para la situación de máxima carga registrada, de cuya observación surge lo siguiente:

- En la fundación de la presa los valores calculados resultan en general entre 0.5 y 1 m. inferiores a los medidos.
- En el cuerpo del espaldón los valores calculados resultan solo 0.3 m. inferiores a los registrados.
- Aguas arriba del pie de presa, donde se observa una importante depresión producida por el dren, las diferencias entre valores medidos y calculados resultan de aproximadamente 0.50 m.
- En el pie de presa, las diferencias entre ambas situaciones no superan los 0.50 m.

Situación Medida vs Calculada (Nivel de embalse 165)



Por otra parte, los caudales colectados por el dren de pie de presa para este nivel de embalse resultan (de acuerdo a lo determinado por el modelo) de 0.043 lts./seg./m., valor muy similar a 0.050 lts./seg./m. correspondiente al caudal específico medido, según se comentó anteriormente.

## c) Nivel de embalse en cota 158; situación posterior al accidente de Enero de 1998.

A fin de determinar la respuesta del modelo ante este evento se evaluó la influencia que una reducción del 20% en los caudales drenados producen sobre los niveles piezométricos. Este escenario se corresponde con la situación posterior a los fenómenos de sifonaje producidos en el mes de enero de 1998, en donde, a partir de las medidas adoptadas, el caudal de drenaje en la cámara se redujo en el porcentaje mencionado.

A fin de representar esta situación se redujo la capacidad de drenaje mediante el artificio de la disminución de la permeabilidad del material de filtro hasta generar una reducción del caudal colectado similar a aquel registrado en la realidad. A partir de este esquema los resultados de la modelación indican incrementos de 30 a 40 cm. en los niveles piezométricos en la fundación y cuerpo del espaldón, a excepción de la zona ubicada inmediatamente hacia aguas arriba del dren de presa donde los incrementos obtenidos resultan del orden de 1.5 m. (influencia del cono de depresión). Los valores indicados se corresponden ajustadamente con la situación medida con posterioridad al

evento mencionado. De acuerdo a los registros de auscultación, los niveles piezométricos en la fundación y cuerpo de la presa experimentaron un incremento del orden de los 40 cm. a excepción del freatómetro 963,76 colocado inmediatamente hacia aguas arriba del dren, el cual registró un aumento del aproximadamente 2.0 m.

### **Evaluación de la respuesta esperada.**

En función de los antecedentes históricos y de la ocurrencia del sifonaje comentado, se recomendó para este sector la construcción de un terraplén de sobrecarga, cuyos objetivos son:

- Elevar la cota del sistema de drenaje aguas abajo, reducir el gradiente hidráulico y consecuentemente el riesgo de arrastre interno de finos.
- Sobrecargar el terreno aguas abajo de la presa para reducir el riesgo de levantamiento al pie.
- Adicionar una capa de material de filtro con el propósito de evitar el arrastre de material fino y reducir el riesgo de tubificación.

A fin de determinar las características del terraplén y del sistema de drenaje a construir en el pie de presa, se adoptó como criterio de diseño la asunción de 3 escenarios de verificación de acuerdo al siguiente detalle:

- Escenario N° 1: Situación de drenaje actual (capacidad reducida en un 20%).
- Escenario N° 2: Reducción de un 50 % de la capacidad de drenaje actual por efecto de una probable contaminación del dren de pie de presa por efecto de la construcción de la pantalla de Jet-Grouting.
- Escenario N° 3: Colmatación/obturación del dren de pie de presa y pérdida de la capacidad de drenaje.

A los anteriores se sumó un 4to escenario (Escenario N° 4) correspondiente al estado de situación de operación futura, es decir, con pantalla construida y habiéndose procedido a la obturación completa del dren de pie de presa.

En los puntos siguientes se detallan los resultados obtenidos para los diferentes escenarios indicados. En cada caso se indica el horizonte de comportamiento esperado de acuerdo a los resultados de la modelación y, en función de ello, los parámetros de diseño para el terraplén de sobrecarga y sistema de drenaje.

### **1. Escenario N° 1 (Reducción de un 20% en la capacidad del dren de pie de presa)**

#### Horizonte esperado :

- Generación de un exceso hidrostático de aproximadamente 1,50 m.c.a. en el pie de presa, entre 100 y 130 m. del eje de presa. Tendencia al levantamiento en ese sector.
- Espaldón de la Presa: incremento de 0,5 m.c.a. por sobre los niveles registrados en el pasado para nivel de embalse en cota 165.
- Fundación de la Presa : incrementos de 0,5 m.c.a. en los niveles superiores y hacia aguas abajo del eje, disminuyendo hacia aguas arriba y en profundidad.

#### Diseño del Terraplén para este escenario:

- Dimensiones:
  - Distancia al eje =100 m →h= 2.30 m.
  - Distancia al eje =130 m →h= 1.90 m.
  - Distancia al eje =150 m →h= mínimo.
- Drenaje del Terraplén:
  - En caso de colocarse el terraplén solo como sobrecarga (sin filtro invertido), el nivel freático ascendería hasta la superficie (con ligera sobrepresión hidrostática).
  - Las dimensiones del filtro invertido (solera drenante) resultan las mínimas compatibles con su realización.
  - Una alternativa a la colocación de la solera resulta para este escenario la realización de 3 trincheras drenantes a 100, 130 y 160 m del eje de presa.. En este caso el nivel freático se ubicaría, al igual que con la solera, a nivel de la base del terraplén (nivel del terreno actual).
  - El caudal de diseño para cada colector resulta muy bajo: 0.0005 lts./seg./m.

## 2. Escenario 2

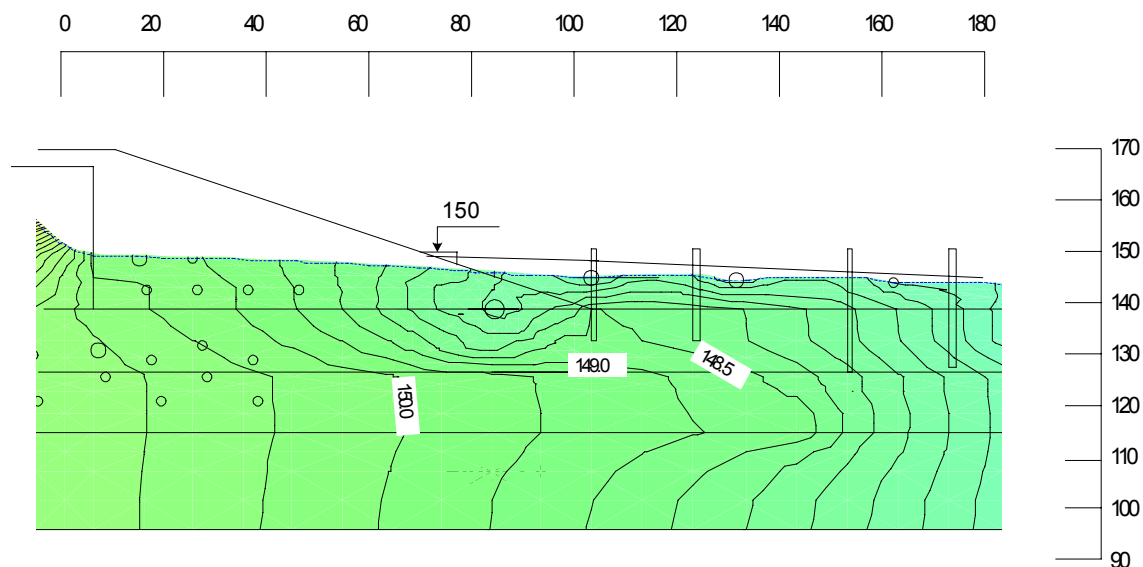
### Horizonte esperado:

- Exceso hidrostático de aproximadamente 2.50 m.c.a. en el pie de presa, entre 100 y 130 m. del eje de presa. Tendencia al levantamiento en ese sector. (Figura en página siguiente, equipotenciales en el pie de presa).
- Espaldón de la Presa: incremento de 2.0 m.c.a. por sobre niveles históricos.
- Incremento de 6.5 m. en el nivel freático sobre el dren de pie de presa.
- Fundación de la Presa : incrementos de 1.6 y 0.8 m hacia aguas arriba y aguas abajo del eje de la presa respectivamente.

### Diseño del Terraplén:

- Dimensiones:
  - Distancia al eje = 100 m → h=3.50 m.
  - Distancia al eje = 130 m → h=3.00 m.
  - Distancia al eje = 150 m → h= mínimo.
- Drenaje del Terraplén:
  - En caso de colocarse el terraplén sin filtro, el nivel freático ascendería hasta 50 cm por debajo de la superficie del terraplén a construir.
  - En el espaldón los niveles piezométricos permanecen aproximadamente constantes respecto de la situación sin terraplén.
  - En caso de disponerse una solera drenante en la base del terraplén las dimensiones de la misma serían las mínimas compatibles con su construcción considerando los reducidos caudales a evacuar (0.003 lts./seg./m.).
  - Una alternativa a la solera puede lograrse con la disposición de 3 trincheras drenantes ubicadas a 100, 130 y 160 m del eje de presa. (Figura N° 8). Para el diseño de cada trinchera y dren colector se adopta un caudal de 0.001 lts./seg./m.

Escenario 2 – Drenaje reducido en 50% - Alternativa de Trincheras



## 3. Escenario 3 (dren de pie de presa obturado)

### Horizonte esperado:

- Aproximadamente 4.0 m.c.a. de exceso hidrostático en el pie de presa, entre 100 y 130 m del eje. Fuerte tendencia al levantamiento en ese sector. (Figuras en página siguiente).
- Espaldón de la Presa: incremento de 3.2 m.c.a. por sobre niveles históricos.
- Afloramiento de agua en el talud en cota 150.

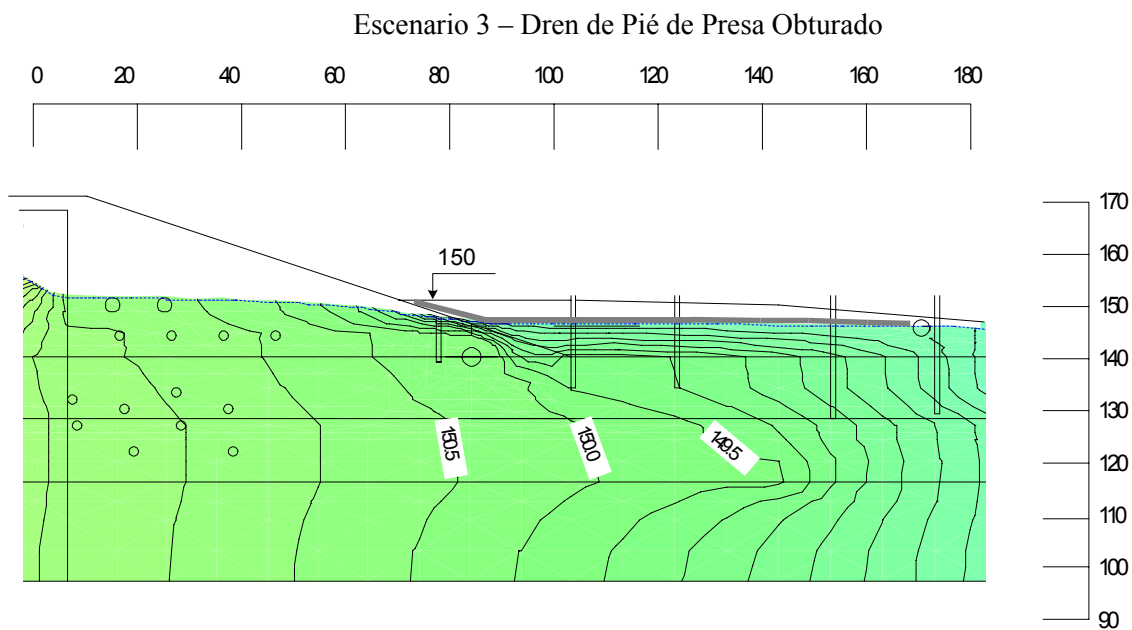


- Fundación de la Presa : incrementos de 2.6 y 1.6 m.c.a. hacia aguas arriba y aguas abajo del eje de la presa respectivamente.

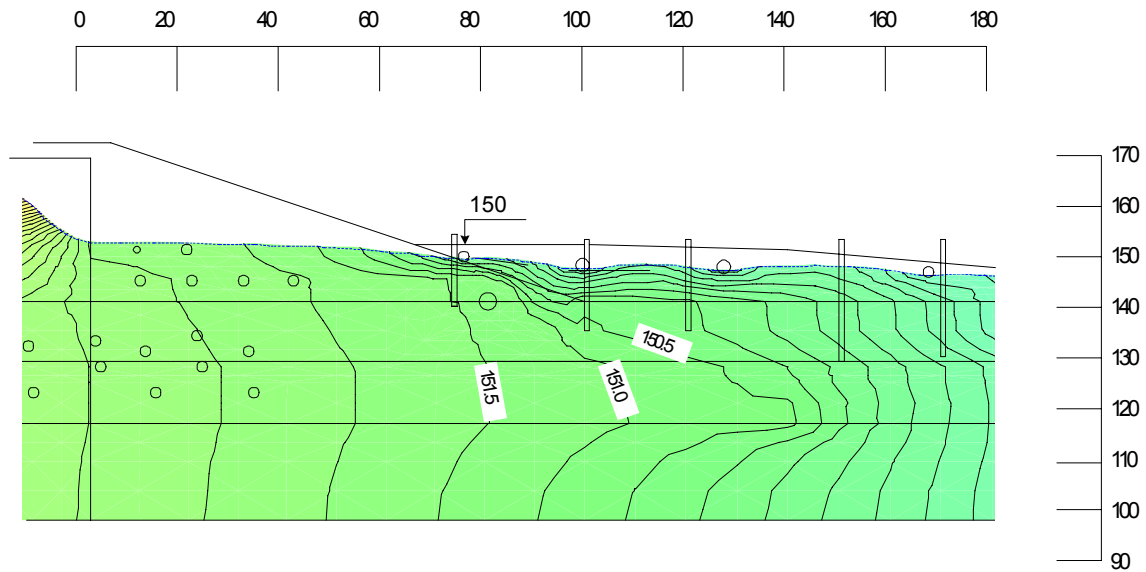
#### Diseño del Terraplén:

- Dimensiones:
  - Distancia al eje = 100 m → h=5.00 m.
  - Distancia al eje = 130 m → h=4.00 m.
  - Distancia al eje = 170 m → h=mínimo.
- Drenaje del Terraplén:
  - En caso de colocarse el terraplén sin filtro el nivel freático permanece debajo de la superficie del terraplén colocado excepto en la cota 151, en la unión con la berma, donde se producirían leves afloramientos. Dentro del espaldón los niveles piezométricos ascienden a 3.3 por sobre los niveles históricos, prácticamente sin variación a la situación sin terraplén.
  - La depresión del nivel freático en el pie de presa puede lograrse mediante la colocación de una solera drenante sobre el terreno actual y sobre la cara del talud entre cotas 147 y 151 (Figura N° 9)
  - El caudal total colectado hacia aguas abajo resultaría de  $Q=0.007$  lts/seg/m para todo el terraplén.
  - Un esquema de comportamiento muy similar puede lograrse con la instalación de 4 trincheras drenantes ubicadas en las progresivas 100, 130, 160 y en la unión del talud de aguas abajo con el nivel del terreno actual. El caudal de diseño de cada colector resulta de 0.002 lt/seg/m.

En este escenario se ha simulado la ocurrencia de un sifonaje en el pie de presa con vinculación de la base del terraplén con la grava inferior. En este caso el caudal del dren afectado crecería hasta 0.067 lts/seg/m. Si su capacidad no es superada, no se producirían modificaciones en la situación piezométrica general.



Escenario 3 – Alternativa con Trincheras de drenaje



4. Escenario 4. (dren obturado y pantalla construida)

Horizonte esperado:

La eficiencia de la pantalla de jet Gouting aparece condicionada a la permeabilidad posible de obtener para la misma y en menor medida a las condiciones del terreno de fundación en la cual se encuentra anclada. En la Tabla N° 1 se detallan los máximos niveles piezométricos esperables en el cuerpo del espaldón de aguas abajo y en el pie de presa para diferentes valores de permeabilidad de la pantalla y del limo inferior.

Tabla N° 1

K <sub>PANTALLA</sub>	Sector	Niveles Piezométricos esperados	
		K <sub>LI</sub> = 10 <sup>-3</sup> cm/seg	K <sub>LI</sub> = 10 <sup>-3</sup> cm/seg
10 <sup>-4</sup> cm/seg	Pié de presa	146.8	146.8
	Espaldón	148.2	148.3
10 <sup>-5</sup> cm/seg	Pié de presa	142.5	140.2
	Espaldón	144.5	142.0

K<sub>LI</sub>= Permeabilidad del limo inferior.

Como se observa, los niveles piezométricos tanto en el cuerpo de la presa como en el espaldón resultan fuertemente influenciados por la calidad de la pantalla. En caso de resultar una pantalla con permeabilidad del orden de 10<sup>-4</sup> cm./seg. los niveles piezométricos se ubicarían ligeramente por debajo del terreno actual, aunque con una distribución prácticamente hidrostática (sin desarrollo de sobrepresiones hidrostáticas) con reducida a nula tendencia al levantamiento.

**CONCLUSIONES**

La modelación de las condiciones de escurrimiento en rellenos aluvionales de alta heterogeneidad mediante análisis bidimensionales se realizó considerando una distribución envolvente de los diferentes materiales observados en las perforaciones de investigación y de sus propiedades a fin de considerar de algún modo el importante efecto tridimensional del flujo.

El efecto puntual generado por el dren de pie de presa jugó un rol fundamental en la representación realista de la distribución de presiones en el pie de presa.

La calibración del modelo planteado en función de los parámetros resultantes de las investigaciones y de los valores medidos por el sistema de Auscultación permitió obtener un esquema de comportamiento realista el cual al

extrapolarse a circunstancias diferentes a las de calibración predijo valores muy cercanos a los observados en los dispositivos de medición.

Obtenido un modelo calibrado para diferentes circunstancias la extrapolación hacia escenarios no registrados permitió la obtención de los criterios de diseño para el terraplén de sobrecarga y su sistema de drenaje finalmente ejecutado, como así también criterios para evaluar la calidad de la pantalla de Jet Grouting.

## REFERENCIAS

- [1] J.A. Bustinza, A.O. Pujol, J.C. Schefer, J.A. Rivadeneira, *Dique Paso de las Piedras Reparación de su Fundación*, Encuentro de Geotécnicos Argentinos GT'97.
- [2] J.A. Bustinza, A.O. Pujol, J.C. Schefer, *Paso de las Piedras Dam - Repair of foundations problems*, International Symposium on Dam Foundations-Problems and Solutions - September 1999, Antalya Türkiye.