



CONAGUA

2017

XXVI CONGRESO NACIONAL DEL AGUA

SEPTIEMBRE 2017
Córdoba - Argentina

Titulo:

Anales de trabajos completos de XXVI CONAGUA

Tomo I – 1º edición

Compilador:

Andrés Rodríguez

ISBN: 978-

EDITOR POR

Anales de trabajos completos de XXVI CONAGUA

DATOS DEL ISBN



LA GESTION DEL AGUA ANTE LOS DESAFIOS CLIMATICOS Y AMBIENTALES

Acta de Trabajos Completos
de Congreso

Organizadores:

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales –
Universidad Nacional de Córdoba

Gobierno de la Provincia de Córdoba: Ministerio de Agua,
Ambiente y Servicios Públicos

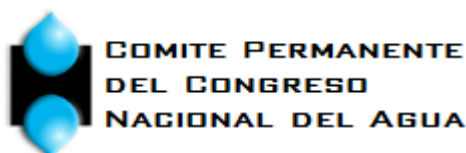
Empresa Provincial de Energía de Córdoba (EPEC)

Comité Permanente del Congreso Nacional del Agua



GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE
CÓRDOBA

**ENTRE
TODOS**



PATROCINADORES



CÁMARA ARGENTINA
DE LA CONSTRUCCIÓN
DELEGACIÓN CÓRDOBA



AUTORIDADES PROVINCIALES:

Gobernador Provincial: Juan Schiaretti
Vicegobernador: Martín Llaryora
Ministro de Agua, Ambiente y Servicios Públicos: Fabián López
Secretaría de Recursos Hídricos: Edgar Castelló
Presidente Directorio EPEC: Luis Giovine

AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA:

Rector: Hugo Oscar Juri
Vicerrector: Ramón Pedro Yanzi Ferreira
Secretario General: Roberto Terzariol

AUTORIDADES DE LA FACULTAD DE CS. EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES:

Decano: Pablo Recabarren
Vice-decana: Adriana Cerato
Secretario General: Daniel Lago
Secretario de Extensión: Luis Bosch

COMITÉ PERMANENTE DE LOS CONGRESOS NACIONALES DEL AGUA

Presidente: Juan Carlos Bertoni
Vicepresidente: Héctor Daniel Farías
Secretario: Antonio Milesi
Tesorero: Andrés Rodríguez
Vocal: Eric Zimmerman
Comisión revisora de cuentas: Cristóbal Lozeco, Raúl Lopardo, Eduardo Zamanillo. Suplente: Gabriel Caamaño Nelli.

COMITÉ ORGANIZADOR LOCAL:

Álvarez J., Baraquet M. M, Camponovo D., Camurri C., Díaz Lozada, J.M, Eder M., Flores Nieto F., Ingaramo R., Kelly Percichelli C., Menajovsky S., Rodríguez A., Soria A. y Vaschalde T.

COORDINACION COMITÉ CIENTIFICO:

Héctor Daniel Farías, Ricardo Ingaramo, Andrés Rodríguez y Juan Carlos Bertoni

DIFUSIÓN, COMUNICACIÓN Y DISEÑO

Javier Álvarez, Andrea Soria, Celeste Camurri y Agustina Sastre

INFRAESTRUCTURA Y LOGISTICA

Sergio Menajovsky y Andrea Soria

CULTURA DEL AGUA Y REVISTA CETA

Coro de la FCEFYN de la UNC, Zuzana Boneu y Marcelo García

PAGINA WEB

Lucas Gianre, Agustin Martina y Javier Álvarez

EXPO CONAGUA 2017

Diego Camponovo, Matías Eder, Nicolás Guillen y Andrea Soria

AUSPICIANTES

INTA – Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria

INA – Instituto Nacional del Agua

IAHR – International Association for Hydro-Environment Engineering

COHIFE – Consejo Hídrico Federal

COMITÉ CIENTIFICO

Abril, Ernesto
Alonso, Facundo
Álvarez, Javier
Araujo, Héctor Ricardo
Bachiega, Daniel
Basan Nickisch, Mario
Basile, Pedro
Bazán, Raquel
Bertoni, Juan Carlos
Bocanegra, Emilia
Cardini, Julio Cesar
Carro Pérez, Magalí
Catalini, Carlos
Chreties, Christian
Cioccale, Marcela
Collins, Jorge
Corral, Mariano
Cosavella, Ana
Currie, Héctor
Díaz, Eduardo Luis
Díaz, Érica
Díaz, Leandro Raúl
Díaz Lozada, José
Dolling, Oscar
Duarte, Oscar C.
Eder, Matias.
Farías, Héctor Daniel
Fernández Cirelli, Alicia
Flores Nieto, Federico
García, Carlos Marcelo
Guillén, Nicolás.
Gyssels, Paolo
Herrero, Horacio
Hillman, Gerardo
Ingaramo, Ricardo
Iturraspe, Rodolfo

Laboranti, Claudio
Larrosa, Nancy
Llop, Armando
Lopardo, Raúl A.
Menajovsky, Sergio
Menéndez, Ángel
Merg, Carlos
Millón, Jorge
Morabito, José
Moya, Gonzalo
Niño, Yarko.
Olmos, Luis
Oroná, Claudia
Pagot, Mariana
Paoli, Carlos Guillermo
Patalano, Antoine
Paz, María Eugenia
Pedocchi, Francisco
Pertusi, Laura
Pilar, Jorge
Plencovich, Gonzalo
Pozzi Piacenza, Cecilia
Prieto Garra, Daniel
Pusineri, Graciela
Ragessi, Matías
Ramonell, Carlos
Reyna, Santiago
Riccardi, Gerardo
Rodríguez, Andrés
Rodríguez, Leticia
Rohrman, Hugo
Romagnolli, Martín
Ruiz, Marcia
Rujana, Mario
Scacchi, Graciela
Scavuzzo, Marcelo
Schneider, Dagni
Schreider, Mario

Seoane, Rafael
Serra, Juan José
Silber, Mario
Spalletti, Pablo
Stenta, Hernán
Szupiany, Ricardo
Tarrab, Leticia
Testa, Alejo
Toselli, Luis
Tuchneider, Ofelia
Valiente, Miguel
Vanlesberg, Susana
Vicario, Leticia
Villanueva, Adolfo
Vives, Luis
Weber, Juan F
Zamanillo, Eduardo
Zimmerman, Eric
Zucarelli, Viviana

PROLOGO

Sobre el XXVI Congreso Nacional del Agua

Los factores motivadores fundamentales de la realización del Congreso Nacional del Agua de Argentina (CONAGUA) surgieron de la intensa actividad de ingeniería asociada a los recursos hídricos y de un ferviente historial hidráulico de los profesionales de la Dirección General de Hidráulica de la Provincia de Córdoba en los inicios de los años 60.

A partir de ese momento y con el transcurrir del tiempo, los Congresos Nacionales del Agua se han ido convirtiendo en el encuentro técnico-científico y de gestión del agua más tradicional, numeroso y completo (por su transversalidad y cantidad de ejes temáticos) de la Argentina, por lo cual ha cobrado trascendencia a nivel Regional y Latinoamericano.

A partir del año 1963 y hasta el momento la historia registra 25 ediciones realizadas, en la mayoría de los casos con frecuencia bianual. El Comité Permanente se ha ocupado a lo largo de 54 años de mantener la vigencia del Congreso Nacional del Agua e estrecha colaboración con los organizadores provinciales y locales de cada Congreso.

Tiene un carácter amplio: en lo territorial recorriendo casi todas las Provincias Argentinas, y países tales como Bolivia, Brasil, Colombia, Ecuador, México, y Uruguay, en lo político por su carácter federal, y en lo temático cubriendo prácticamente todas las especialidades asociadas al agua.

*En esta oportunidad bajo el lema “**La gestión del agua ante los desafíos climáticos y ambientales**” reunirá a cerca de 1000 profesionales del sector para compartir y discutir los problemas que nuestra sociedad y país tienen alrededor del agua. Esto se promueve a través de las propias presentaciones orales (cerca de 280) y en poster (cerca de 40), de 3 mesas redondas, 5 sesiones especiales y 3 conferencias plenarias, todas con profesionales reconocidos de la materia.*

La difusión del material del Congreso incluye la publicación del libro (con ISBN) de los Resúmenes Extendidos evaluados previamente por el Comité Científico, la publicación de los artículos completos en libro con formato digital, y la publicación de los mejores artículos de cada eje temático y del artículo del Premio INA en la Revista (con ISSN) Ciencia Tecnología e Innovación del CETA de la FCEFyN de la Universidad Nacional de Córdoba (retomando la tradición iniciada en el XXIV CONAGUA de Resistencia).

El presente libro digital contiene los trabajos completos in-extenso, que complementa a la versión impresa de los resúmenes extendidos, e incluye los textos completos de las 323 contribuciones aceptadas para el presente Congreso. A continuación se presenta la cantidad de trabajos según el área temática:

<i>Eje temático A: HIDRÁULICA FLUVIAL Y MARÍTIMA</i>	<i>28</i>
<i>Eje temático B: OBRAS HIDRÁULICAS</i>	<i>22</i>
<i>Eje temático C: LEGISLACIÓN DEL AGUA, PLANIFICACIÓN Y ECONOMÍA DEL AGUA</i>	<i>46</i>

<i>Eje temático D: AGUAS SUBTERRANEAS</i>	22
<i>Eje temático E: HIDROLOGIA URBANA Y RURAL</i>	62
<i>Eje temático F : RIEGO Y DRENAJE</i>	31
<i>Eje temático G: INGENIERIA SANITARIA, AMBIENTAL Y CALIDAD DEL AGUA</i>	67
<i>Eje temático H: AGUA, SOCIEDAD, SALUD, CULTURA Y EDUCACIÓN</i>	16
<i>Eje temático I: SENSORES REMOTOS Y SIG</i>	19
<i>Eje temático J: VARIABILIDAD Y CAMBIO CLIMATICO</i>	10

Se estima que tanto en el libro de memorias, como en las presentaciones queda sintetizado el estado del arte de los estudios e investigaciones en el área de recursos hídricos en Argentina.

Se espera que los trabajos publicados puedan resultar útiles para aportar elementos que contribuyan a la solución de diversos problemas con los que se enfrentan a diario técnicos, profesionales, investigadores y funcionarios que habitualmente tienen que tratar con temas vinculados al aprovechamiento, gestión, control y preservación de los recursos hídricos.

En esta XXVI edición agradecemos a las 4 Instituciones organizadoras, a las auspiciantes –especialmente al INA y al COHIFE-, y particularmente a todo el personal involucrado que desinteresadamente ha trabajado y hecho posible el CONAGUA.

Comité Organizador

OBRAS HIDRÁULICAS



XXVI CONGRESO NACIONAL DEL AGUA

EJE TEMATICO B: OBRAS HIDRÁULICAS

Revisión del funcionamiento hidráulico en un vertedor escalonado convergente. - Arroyo Correa, Víctor Manuel.....	Pág.14
Lecciones con sistemas scall para usos múltiples en el norte y centro de Santa Fe. - Basán Nickisch, Mario	Pág.29
Simulación numérica de una rápida en el paquete computacional Openfoam - Berrones Cuenca, José Adolfo.....	Pág.41
Estudio de las eficiencias de conducción, distribución y operación cuenca del río Diamante, Mendoza, Argentina - Biondi, Roberto Alejandro	Pág.54
Cálculo de esfuerzos y sobrepasos sobre defensas de costas mediante el modelo IH-2VOF - Cardini, Julio César.....	Pág.90
Eficiencia energética en sistemas de provisión de agua. - Cenchá, Marcelo Jesús	Pág.79
Eficiencia en la conducción del Río Mendoza - Ferrer, Julieta	Pág.96
Dimensionamiento de un embalse de regularización hidroeléctrico. - Jaldin Ochoa, Gustavo	Pág.105
Presiones y velocidades instantáneas en un cuenco dissipador a resalto. - Lopardo, María C.	Pág.120
Diseño de sistemas de desagües pluviales urbanos mediante la aplicación de técnica de optimización numérica. - Mena, Osvaldo	Pág.122
Reglas de operación para intervalos de tiempo mensual y quincenal en un sistema hidroeléctrico en México. - Mendoza Ramírez, Rosalva	Pág.136
Aspectos a considerar al elegir los escenarios de diseño de obras hidráulicas. - Navarro, Raúl.....	Pág.144
Las obras de arte ferroviarias, su dinámica y los efectos en la actualidad. - Navarro, Raúl.....	Pág.146
Modelación física de dissipadores de energía en sustratos rocosos y/o suelos cohesivos. - Orellano, Jorge Alberto	Pág.148
Pautas y herramientas para el diseño de escalas de peces. Caso práctico: Escala de peces en el embalse de la Salada, Formosa. - Prieto Villarroya, Jorge	Pág.150
Diseño de microturbinas Kaplan y Turgo para sistemas de microgeneración. Desafíos y adaptaciones. - Reyna, Teresa	Pág.160
Desarrollo hidráulico de los nuevos rodets Kaplan para Yacyretá. - Rojido, Martín.....	Pág.172
Potencial hidroeléctrico de la provincia de Misiones. - Sabarots Gerbec, Martín.....	Pág.174
Presa de regulación nacimiento del río Senguer, regulación de aportes en la cabecera de una cuenca endorreica- Sainz-Trápaga, José.....	Pág.188
Diseño y traza óptima de tubería porta-laterales en sectores de riego por goteo con alta complejidad. - Schilardi, Carlos	Pág.204
Evaluación del potencial energético de corrientes de marea en estuarios patagónicos. - Tomazin, Nicolás.....	Pág.214
Auscultación de la presa El Bolsón. - Vega Pedrozo, Cristian	Pág.226

REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO EN UN VERTEDOR ESCALONADO CONVERGENTE

CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Víctor Manuel Arroyo Correa, Cecia Millán Barrera, Gilberto Salgado Maldonado

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Progreso, 62550, Jiutepec, Morelos, +1 (52) 777 3293600 ext.862
vmarroyo@tlaloc.imta.mx, cmillan@tlaloc.imta.mx, gsalgado@tlaloc.imta.mx

RESUMEN

Se presenta un estudio numérico de flujo rasante en un vertedor escalonado convergente. De acuerdo a los criterios que actualmente existen, los resultados obtenidos numéricamente difieren de éstos sobre todo en la determinación del punto de inyección, esta diferencia es posiblemente debido a que los criterios empíricos están obtenidos sobre vertedores rectos cuya superficie es rugosa. De hecho (Chanson, 1994), reporta que la aplicación de cálculos de vertedores lisos a vertedores escalonados es inexacta, ya que sobrestima la localización de la aparición de lo que se conoce como "aguas blancas" fenómeno relacionado con la entrada de aire al flujo, llegando a ser aproximadamente 2.8 veces mayor que en vertedores lisos. Esto está acorde a la diferencia encontrada. La entrada de aire es mayor para los gastos $q=6.8295 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y $q=17.0707 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y menor para el gasto $q=34.148 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ para el cual no se alcanza la concentración de equilibrio, pudiéndose deber a la sección convergente del vertedor, ya que ésta genera que la velocidad aumente en la zona de salida del vertedor promoviendo que funcione como un vertedor escalonado liso. Los resultados obtenidos son importantes debido a la poca cantidad de estudios sobre este tipo de vertedores.

ABSTRACT

A numerical study of skimming flow in a convergent stepped spillway is presented. According to the hydraulic criteria that currently exist, the results obtained numerically differ from these mainly in the determination of the point of inception, the difference possibly is because the empirical criteria were obtained in straight chutes with a rough surface. In fact (Chanson, 1994) reports that the application of spillway calculations in a stepped spillway is inaccurate, as it overestimates the occurrence of what is known as the "white water" phenomenon related to the entry of air into the flow, becoming around 2.8 times greater than in flat spillways. This is in accordance with the difference found. The input of air is higher for flow rate $q = 6.8295 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$ and $q = 17.0707 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$ and lesser for the flow rate $q = 34,148 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$ for which the equilibrium concentration is not reached. The above could be due to the convergent section of the spillway, since this generates that velocity increases in the zone of outlet promoting that it works like a smooth chute. The results obtained are important due to the small number of studies on this type of spillways.

INTRODUCCIÓN

Las principales ventajas de los vertedores escalonados es el aprovechamiento de la cortina como cuerpo del vertedor y disipación de la energía del flujo a lo largo de ésta, eliminando o disminuyendo en mucho la necesidad de grandes disipadores de energía al pie del cimacio reduciéndose el tamaño del tanque amortiguador con el consiguiente ahorro en los costos de construcción. La aplicación de este tipo de vertedores se ha limitado a estructuras de mediana altura y paredes rectas.

En consecuencia, la mayoría de los trabajos reportados en la literatura se enfocan a vertedores escalonados de poca altura y paredes rectas. En este trabajo se revisa el funcionamiento hidráulico de un vertedor escalonado libre, de gran altura y con paredes convergentes. La revisión se hace en base al tipo de flujo y localización del punto de inyección con apoyo de una modelación numérica CFD en 3D a través del software FLOW 3DTM.

En este tipo de vertedores el régimen del escurrimiento varía de acuerdo a la geometría de éste y a los rangos de caudales característicos a los que se encuentra sometido. Cabe resaltar que casi cada autor que haya investigado el flujo en vertedores escalonados presenta sus propias relaciones empíricas para definir los límites de los flujos que se presentan.

Típicamente se presentan dos tipos de flujo: en cascada (nappe) y flujo rasante (skimming), sin embargo, algunos autores también indican un régimen transitorio entre los dos señalados anteriormente.

Flujo en cascada (nappe): La caída total del agua se divide en varias caídas libres más pequeñas, el agua fluye en forma de chorros libres escalón tras escalón. Este tipo de flujo se presenta para caudales bajos o en pendientes moderadas. La disipación de energía en este tipo de régimen se da por el impacto de los chorros contra los escalones y la formación de saltos hidráulicos.

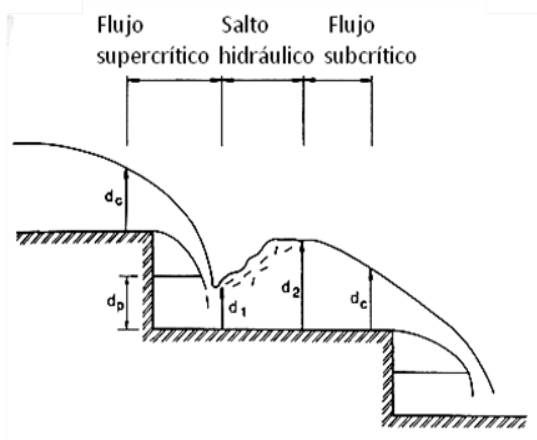


Figura 1.- Ejemplo del régimen de flujo en cascada.

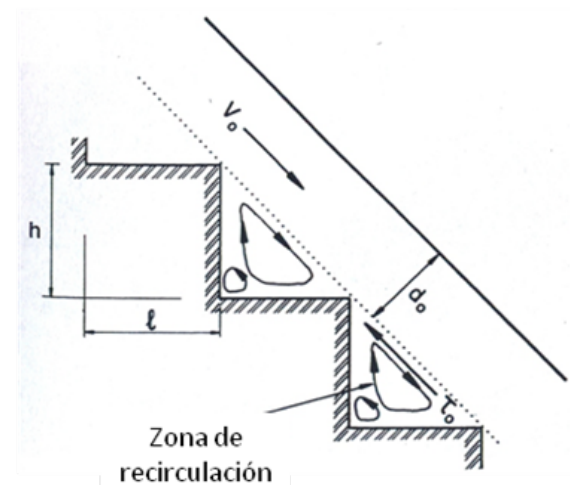


Figura 2.- Ejemplo del régimen de flujo rasante.

Flujo transitorio: Cuando el caudal comienza a incrementarse la zona de aireación abajo del chorro comienza a ahogarse. Este régimen presenta aireación significativa y aspecto caótico, con propiedades del flujo variable escalón tras escalón.

Flujo rasante (skimming): El agua fluye sobre la cara de los escalones como un chorro bien formado, los bordos de los escalones actúan como un falso fondo y es amortiguado por la recirculación del flujo atrapado entre los escalones.

La capa límite que se desarrolla desde la cresta crece hasta alcanzar la superficie, dicho punto de contacto es conocido como punto de inepción.

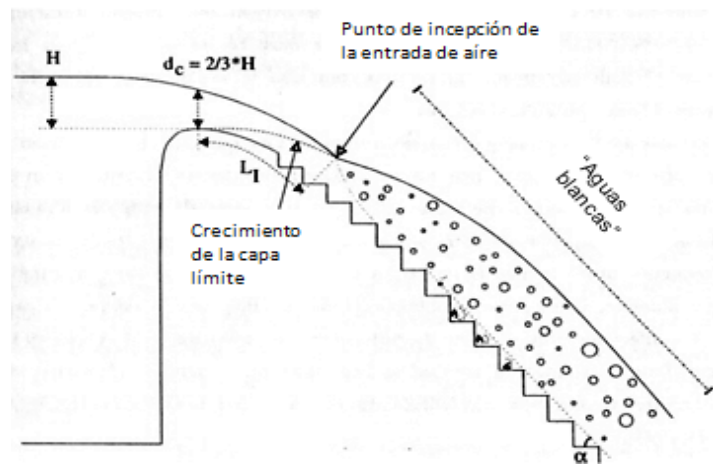


Figura 3.- Aireación del flujo en régimen de flujo rasante.

Las anteriores definiciones se consideran para vertedores escalonados rectos, sin embargo se aplicarán para caracterizar el vertedor de interés que es un vertedor con paredes convergentes. Para determinar estas características se aplicó un modelo CFD como a continuación se explica.

MATERIALES Y MÉTODOS

La modelación numérica se llevó a cabo en un vertedor escalonado de 112 m de altura, con un ancho de corona de 7.4 m. La longitud del labio vertedor es 140.42 m. La sección de cresta libre está ligada a un canal de descarga de sección rectangular de ancho variable desde 140.42 m hasta 70 m en la descarga. La longitud total incluyendo el vertedor y el canal de descarga es de 211 m (figura 4).

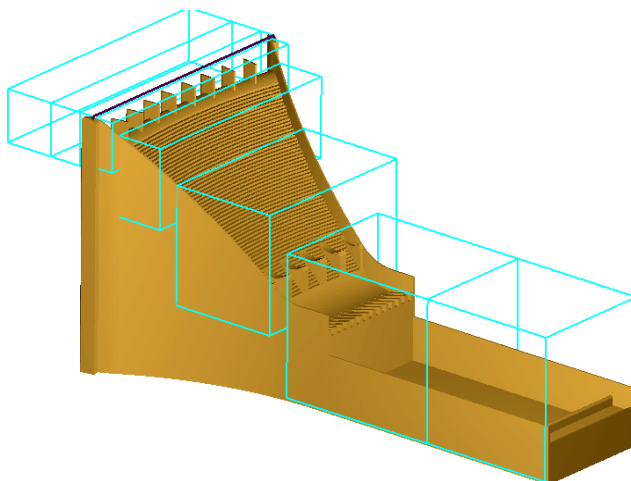


Figura 4.- Dominio del vertedor escalonado descrito.

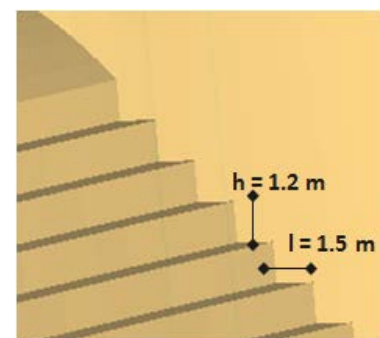


Figura 5.- Detalle mostrando las dimensiones de los escalones.

El perfil del vertedor corresponde a un perfil Creager. La altura (h) y la longitud (l) de cada escalón son 1.2 m y 1.5 m respectivamente. Cuenta con 68 escalones de las dimensiones antes referidas y cinco disipadores al frente localizados a la mitad del vertedor. Al final de éste último se encuentra una batería de dentellones tipo “pico de pato”. El ángulo de inclinación del vertedor es de $\alpha=38.907^\circ$.

Se simularon tres caudales: Q mín. = 959 m³/s, Q medio = 2397 m³/s y Q máx. = 4795 m³/s.

Tabla 1.- Gastos analizados

Q , [m ³ /s]	q , [m ³ /s/m]	h vertedor , [m]	H total ,[m]
959	6.830	2.3	124.3
2397	17.070	4.1	126.1
4795	34.148	6.3	128.3

Tabla 2. Tirante crítico para los caudales probados.

Q , m ³ /s	q , m ³ /s/m	y_c , m
959	6.8295	1.68
2397	17.0702	3.01
4795	34.14755	4.92

El tirante crítico relaciona variables importantes en flujos con superficie libre por lo tanto, se calcula el tirante crítico a partir de la siguiente ecuación:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (1)$$

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Revisión de la presencia del flujo en cascada

(Stepson, 1991) propone que se deben cumplir algunas condiciones para que se desarrolle el régimen de flujo en cascada, con saltos bien desarrollados y máxima disipación de energía. Tales condiciones son:

$$\tan \alpha = \frac{h}{l} < 0.20 \quad (2)$$

$$\frac{y_c}{h} \leq \frac{1}{3} \quad (3)$$

Donde, h y l , son la altura y la longitud de cada escalón respectivamente. El flujo en cascada se presenta especialmente cuando escurren gastos pequeños, por lo tanto, se verificará la existencia de este tipo de flujo, sólo para el gasto mínimo proyectado.

Con los datos del prototipo, $h=1.2$ m, $l=1.5$ m, $y_c=1.68$ m. Los valores de dichas relaciones son:

$$\tan \alpha = \frac{1.2}{1.5} = 0.8 > 0.20$$

$$\frac{1.68}{1.2} = 1.40 > 0.333$$

Por lo tanto, en este vertedor no se desarrollará el flujo en cascada.

En vertedores convergentes como es este caso, el tirante crítico va cambiando a medida que se va reduciendo la longitud del labio vertedor hasta llegar a ser igual al ancho del canal de

descarga, en este caso se reduce de 140.42 a 70.00 m, aplicando la fórmula de la ecuación(1), el tirante crítico se incrementa puesto que se incrementa el gasto unitario, de esta manera el tirante crítico al final del vertedor es $y_c = 2.67\text{m}$, es decir, los valores de y_c/h tienden a ser mucho mayor a $1/3$, por lo tanto, se justifica el uso del tirante crítico del vertedor en las expresiones 2 y 3 para verificar el tipo de flujo que se desarrolla.

Una vez que el caudal empieza a incrementarse en un vertedor se induce el desarrollo de flujo rasante. El inicio del flujo rasante está definido por la desaparición de la cavidad bajo las caídas libres o chorros, las cuales son inundadas. Chanson (1994, 1995, 1996) reanalizó datos experimentales y llegó a una expresión que relaciona el tirante con el que inicia el flujo rasante ($d_{c_{ini}}$) y las dimensiones de los escalones, para verificar el régimen en una obra de excedencia dada.

$$\frac{d_{c_{ini}}}{h} = 1.057 - 0.465 \frac{h}{l} \quad (4)$$

Sustituyendo datos se obtiene que el tirante con el que inicia el flujo rasante ($d_{c_{ini}}$) en este caso es igual a 0.822 m. Ahora bien, con las relaciones del tirante crítico para cada gasto unitario y_c (o d_c en Chanson, 1994) y parámetros geométricos se obtiene el régimen de flujo para cada gasto probado.

Tabla 3.- Obtención de parámetros y_c/h y h/l para cada gasto

Q , m ³ /s	q , m ³ /s/m	y_c/h	h/l
959	6.8295	1.40	0.8
2397	17.0702	2.51	0.8
4795	34.14755	4.10	0.8

El objeto de encontrar las relaciones de la tabla 3, es para entrar con los valores respectivos en la Figura 6 y encontrar el régimen de flujo que se desarrollará en el vertedor cuando circule cada uno de los gastos de interés. De acuerdo a la figura mencionada, para todos los gastos se presentará flujo rasante o deslizante.

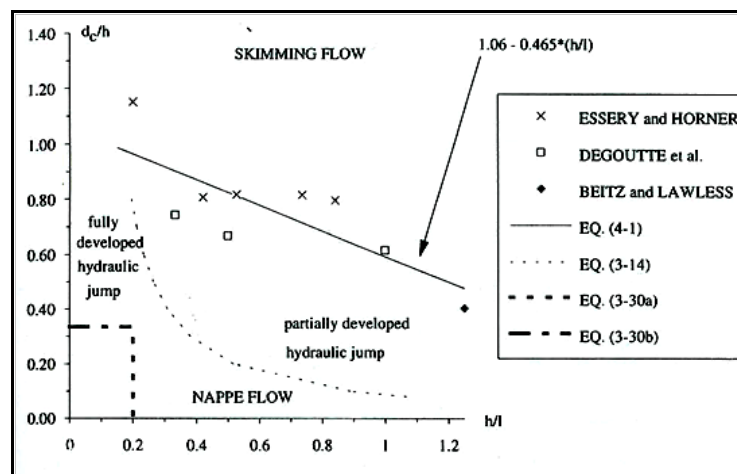


Figura 6.- Tipo de flujo para cada gasto, ajuste dado por modelos experimentales referidos en la gráfica. Tomada de Chanson et al, 1994.

Por su parte, Chimani y Rajaratman (1994) proponen una regla sencilla para determinar cuando un flujo cambia de flujo en cascada a uno rasante, si $y_c/h < 0.8$ habrá flujo en cascada, y si $y_c/h > 0.8$ entonces habrá flujo rasante o deslizante. En el caso de este ejemplo, esta relación siempre es mayor a 0.8 por lo tanto, para todos los caudales de prueba se desarrollará un flujo deslizante.

En las figuras 7, 8 y 9 se muestra el comportamiento hidráulico del flujo en cada uno de los gastos. Estos resultados corroboran que efectivamente en todos los casos se presenta un flujo tipo rasante o deslizante tal como lo predicen las relaciones empíricas encontradas por Stephenson (1991), Chanson (1994), Chimani y Rajaratnam (1994), anteriormente revisadas.

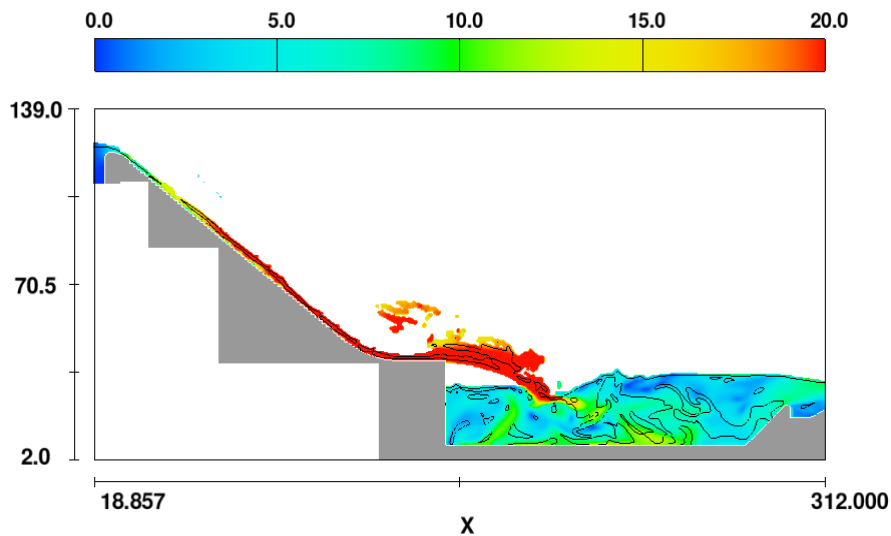


Figura 7.- Funcionamiento hidráulico del vertedor para $Q=959 \text{ m}^3/\text{s}$, vel. m/s.

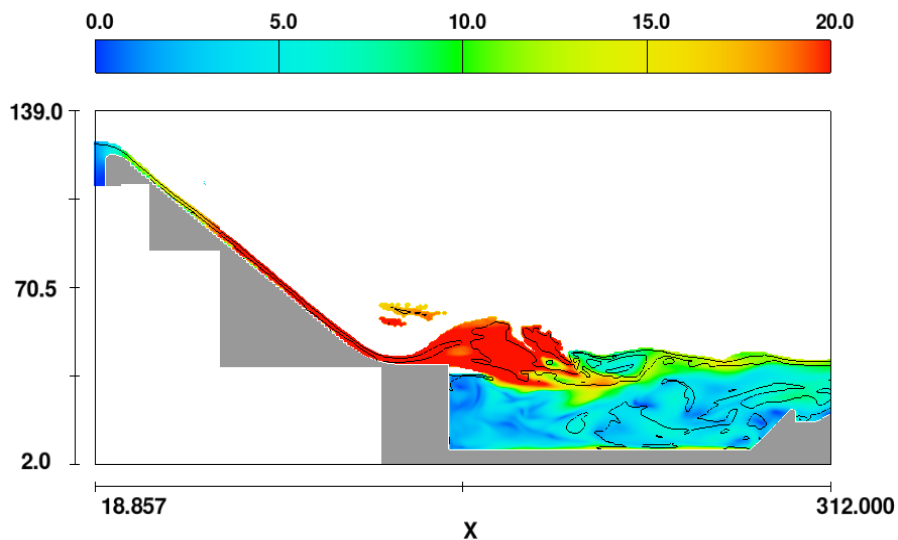


Figura 8.- Funcionamiento hidráulico del vertedor para $Q=2397 \text{ m}^3/\text{s}$, vel. m/s.

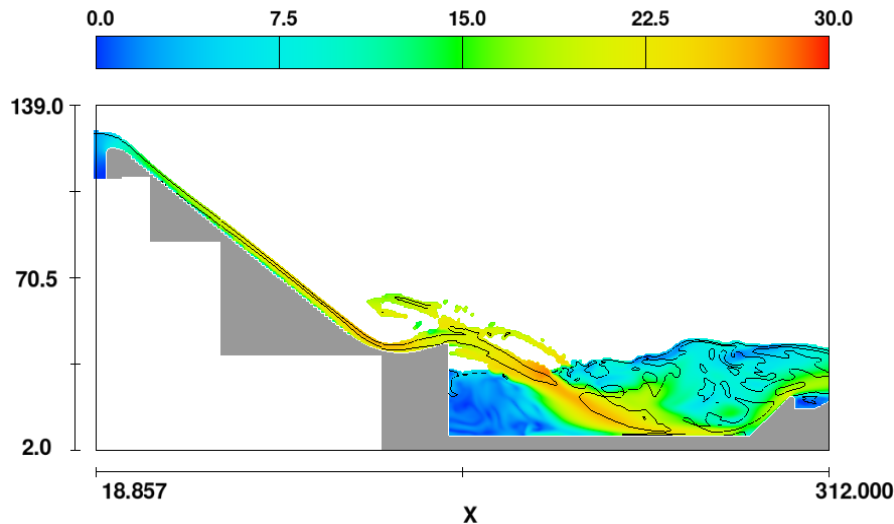


Figura 9.- Funcionamiento hidráulico del vertedor para $Q=4795 \text{ m}^3/\text{s}$, vel. m/s.

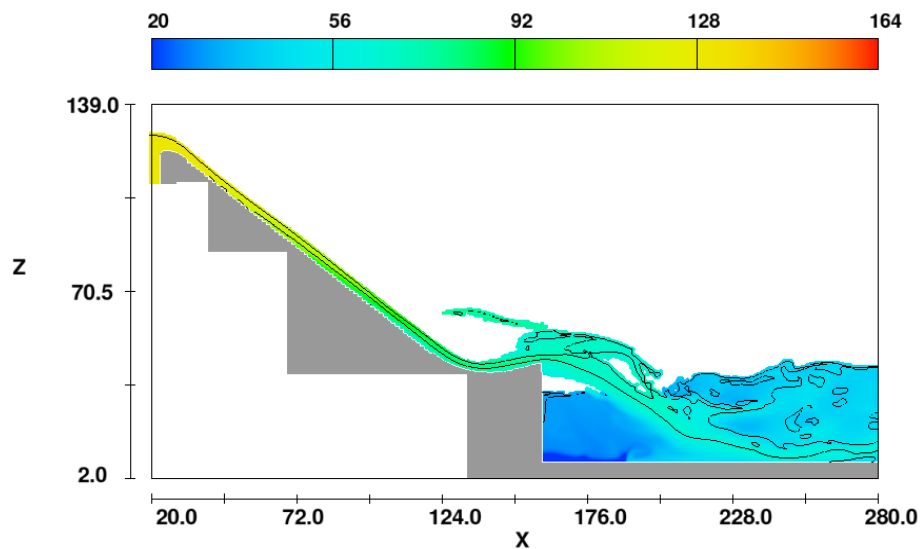


Figura 10. Distribución de la carga hidráulica total a lo largo del vertedor, en m.

En la figura 10 se presenta la carga hidráulica total para $Q_{\text{máx}} = 4795 \text{ m}^3/\text{s}$, se verifica que la pérdida de carga para estas condiciones es alrededor de 56.25%. En general, se considera que el flujo en cascada es más eficiente que el flujo deslizante en la disipación de energía, este resultado parece confirmarlo.

Punto de inyección

Una vez que un caudal se establece en el vertedor, de la cresta o desde la compuerta si existe, se desarrolla una capa límite turbulenta en el fondo. El punto donde el borde externo de la capa límite toca la superficie libre es conocido como punto de inyección de entrada de aire. Aguas abajo de ese punto, la zona de turbulencia próxima a la superficie se extiende considerablemente para iniciar la aireación natural del flujo (figura 11).

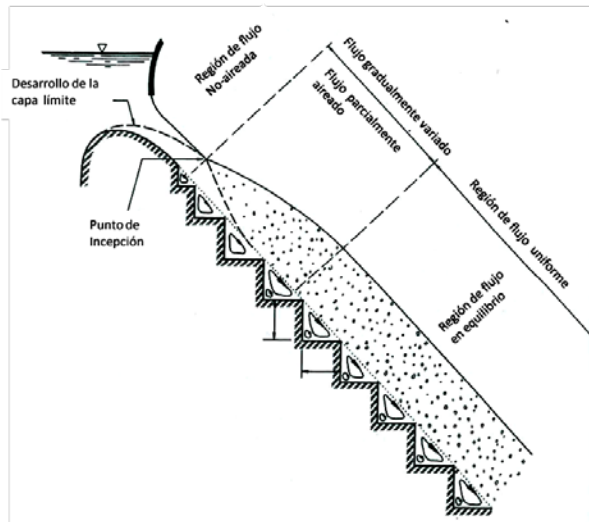


Figura 11.- Funcionamiento hidráulico en una rápida escalonada

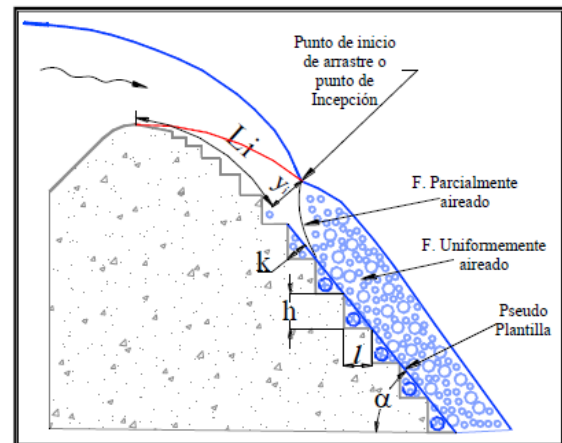


Figura 12.- Localización del punto de inyección. Figura tomada de (Rendón, G. 2011)

Las características en el punto de inyección son L_I y d_I , L_I es la distancia desde donde se empieza a desarrollar la capa límite y d_I es la profundidad del flujo en el punto de inyección (figura 12).

A partir de relaciones encontradas para las variables mencionadas en superficies rugosas, se establecen relaciones similares para vertedores escalonados, en éstos últimos, la posición del punto de inyección es función de la descarga, diseño del cimacio, rugosidad del fondo, la geometría de los escalones y del vertedor. Debido a la geometría compleja de los vertedores escalonados, el análisis del crecimiento de la capa límite se vuelve extremadamente difícil. (Chanson, 1994) reanalizó las propiedades del flujo en el punto de inyección de varios modelos experimentales, como se puede ver en la siguiente gráfica.

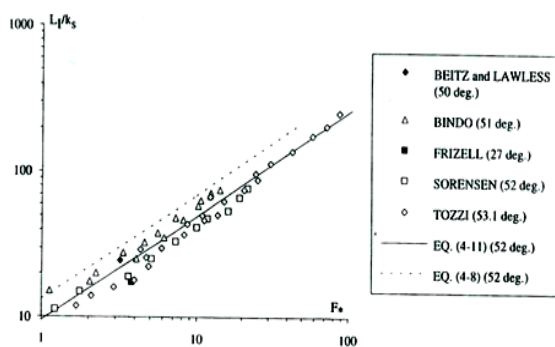


Figura 13.- Longitud al punto de inyección L_I , a partir de resultados experimentales. Tomada de Chanson(1994)

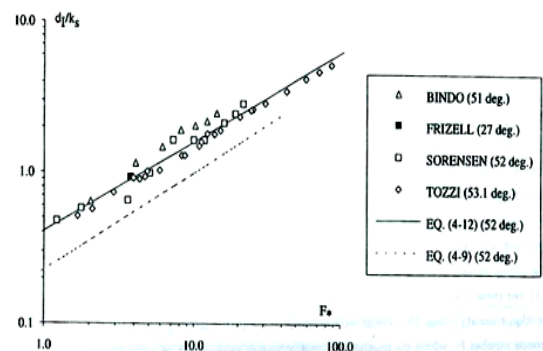


Figura 14.- Profundidad del flujo d_I , en el punto de inyección P_I , a partir de resultados experimentales. Tomada de Chanson(1994)

Los resultados de esos experimentos se presentan en las figuras 13 y 14, para obtener información se puede entrar con los parámetros L_I/k_s y d_I/k_s contra F^* , F^* es el número de Froude definido en términos de la altura de la rugosidad k_s' , la rugosidad k_s' es calculada

como la altura de un escalón perpendicular a la superficie libre es decir:

$$k_s = h \cdot \cos \alpha \quad (5)$$

El análisis estadístico de los datos mencionados indica que las propiedades de flujo están mejor correlacionadas por las siguientes expresiones.

$$\frac{L_I}{k_s} = 9.719 * \operatorname{sen} \alpha^{0.0796} * F^{*0.713} \quad (6)$$

$$\frac{d_I}{k_s} = \frac{0.4034}{\operatorname{sen} \alpha^{0.04}} * F^{*0.592} \quad (7)$$

$$F^* = \frac{q_w}{\sqrt{g * \operatorname{sen} \alpha * h * \cos \alpha^3}} \quad (8)$$

Tabla 4. Cálculo de L_I y d_I para cada gasto, con las expresiones experimentales 5-8.

q_w	k_s	F^*	L_I/k_s	d_I/k_s	L_I	d_I
6.830	0.934	3.049	20.738	0.795	19.365	0.743
17.070	0.934	7.621	39.850	1.368	37.212	1.277
34.148	0.934	15.246	65.332	2.062	61.007	1.925

Tabla 5. Extracción de datos del software CFD, de L_I y d_I para cada gasto.

q_w	L_I lect	d_I lect	L_I CFD	d_I CFD
6.830	14.785	0.690	19.000	0.550
17.070	17.897	1.620	23.000	1.260
34.148	28.170	2.450	36.200	1.910

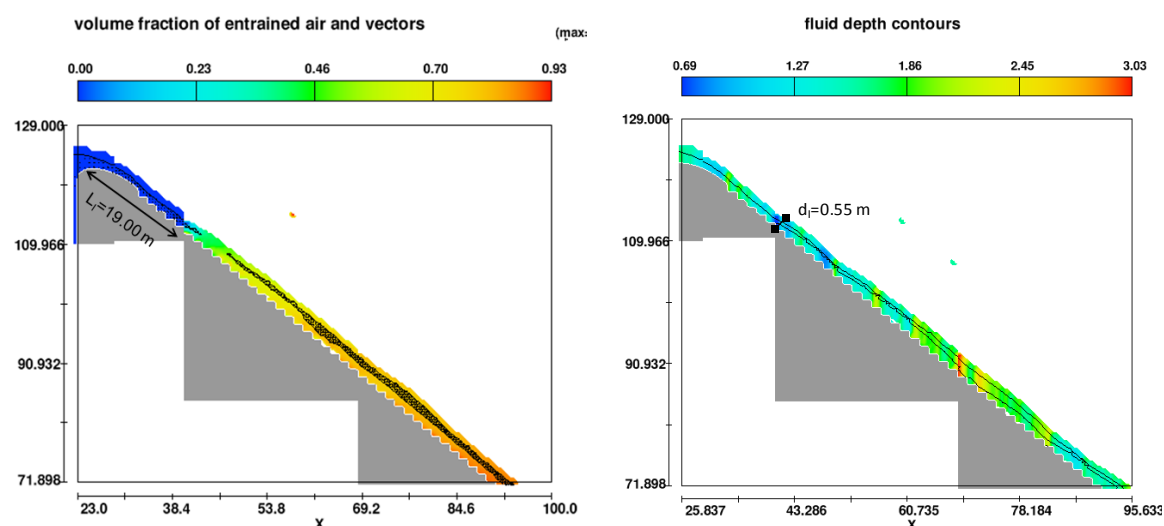


Figura 15.- Longitud de la entrada de aire L_I y d_I para $q=6.830 \text{ m}^3/\text{s/m}$

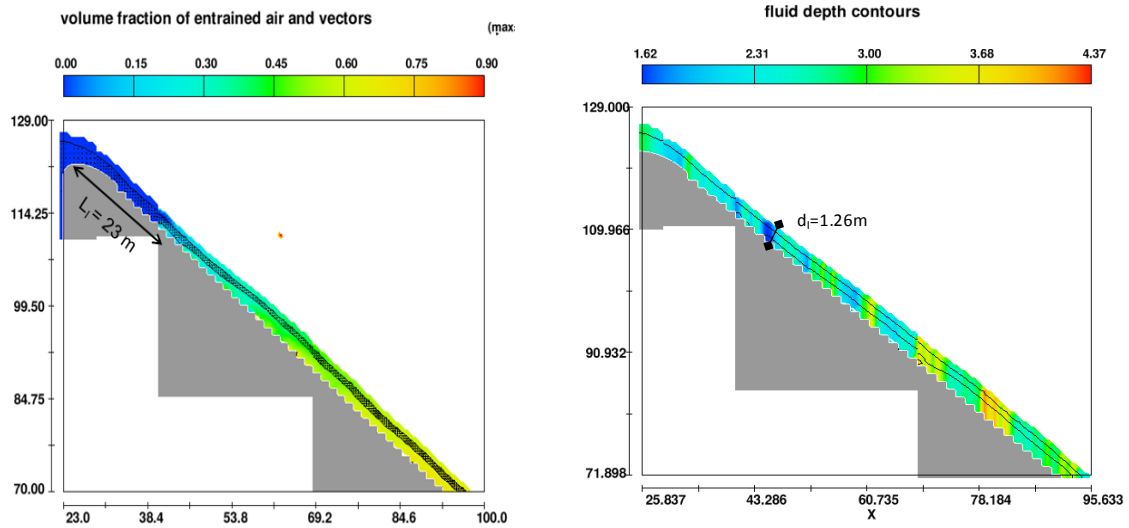


Figura 16. Longitud de la entrada de aire L_I y d_I para $q=17.070 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

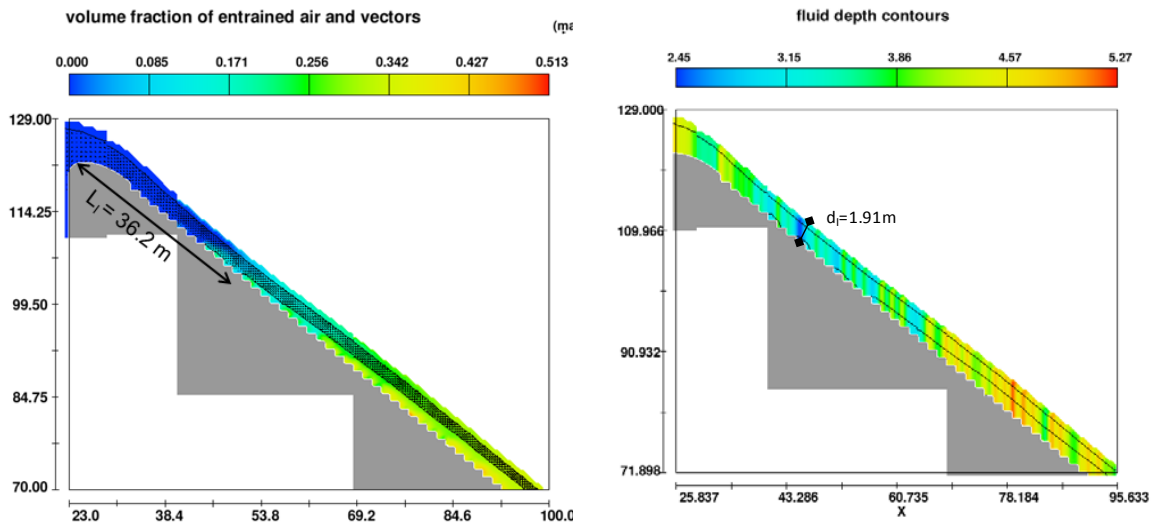


Figura 17.- Longitud de la entrada de aire L_I y d_I para $q=34.148 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

L_I y d_I se obtuvieron extrayendo datos del simulador. En el caso de L_I se leyó la distancia en x a la cual la entrada de aire es mayor que cero y se obtuvo la proyección de esa distancia a lo largo del vertedor, sin embargo, en estricto sentido L_I es la longitud siguiendo la curva del cimacio hasta el punto de inyección, por ello las distancias L_I de las figuras 15, 16 y 17 son un poco menores que el valor real. Por otro lado, d_I es la distancia perpendicular al fondo, por ello en las figuras antes mencionadas aparecen los tirantes hidráulicos de la escala de cada figura proyectadas un ángulo α .

Considerando lo anterior se observa que el valor de L_I arrojado por el modelo numérico (Tabla 5) para el gasto menor se ajusta bien el valor de L_I calculado, para los otros dos gastos hay una diferencia considerable, esto puede ser debido a la incertidumbre en fijar el punto de inyección cuando se tiene la influencia de los escalones. Recuérdese que las expresiones de las ecuaciones 6, 7 y 8 para fijar este punto provienen de un análisis para superficies rugosas.

Los valores d_I obtenidos de la modelación y calculados tienen buena aproximación, como se aprecia en las tablas 4 y 5.

Flujo uniforme

Si el vertedor es lo suficientemente largo, se alcanzan las condiciones de flujo uniforme antes de que este termine. En vertedores escalonados debido a que entra una gran cantidad de aire a través de la superficie libre es conveniente definir algunos parámetros aire-agua del flujo. La concentración de aire se define como el volumen de aire por unidad de volumen de aire más agua, y es la profundidad medida en forma perpendicular a la superficie, Y_{90} es la profundidad en donde la concentración de aire es mayor al 90%, se supone que cuando en las zonas del flujo en donde hay una concentración de aire mayor al 90% las mediciones tanto de la concentración de aire y de velocidades no son exactas y por lo tanto, no tiene sentido tratar de medirlas. Hay dos expresiones que relacionan la concentración media de aire también la concentración de aire y la velocidad media:

$$C_{mean} = 1 - \frac{d}{Y_{90}} \quad (9)$$

$$U_w = \frac{q_w}{d} \quad (10)$$

Donde q_w es el gasto por unidad de ancho. La velocidad característica V_{90} está definida de la misma manera que Y_{90} . En este trabajo d se obtendrá de los resultados de la simulación numérica que entre otras ventajas nos permite visualizar los contornos de C_{90} y también se puede conocer Y_{90} a lo largo del vertedor.

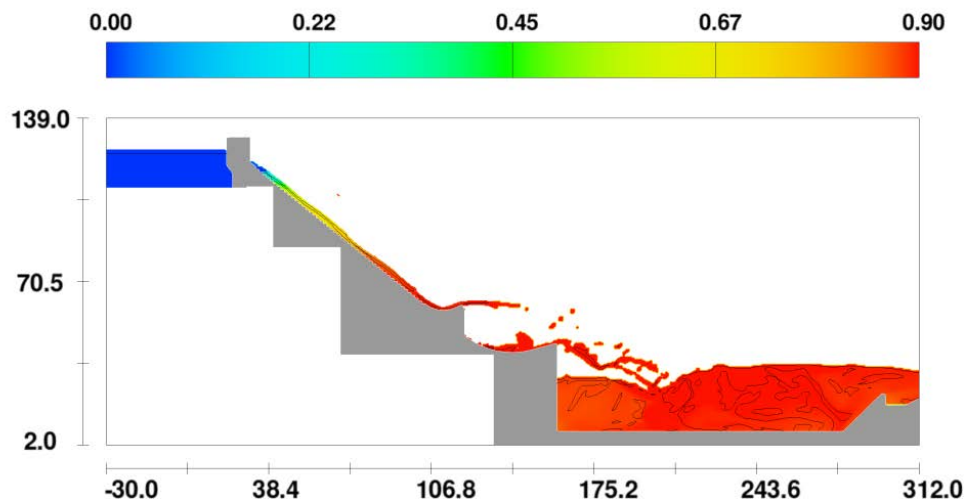


Figura 18.- Concentración de aire a lo largo del vertedor con dissipador central para $q=6.8295 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

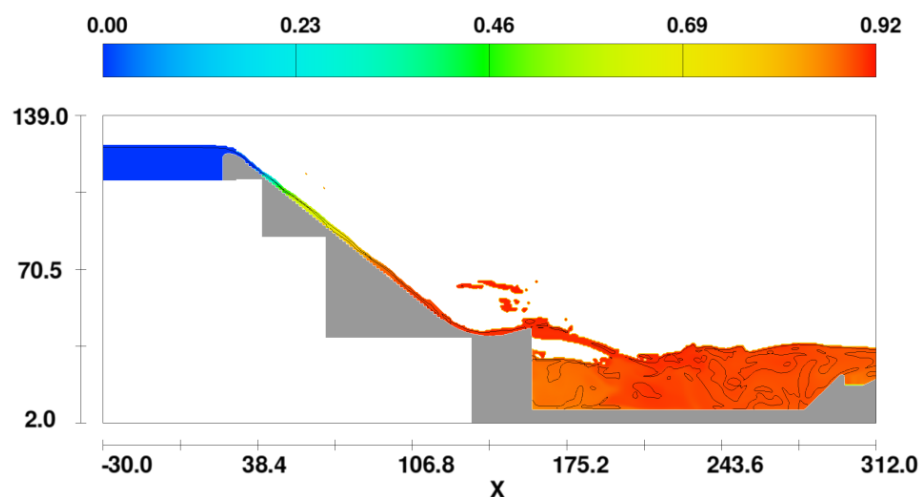


Figura 19.- Concentración de aire a lo largo del vertedor para $q=6.8295 \text{ m}^3/\text{s/m}$

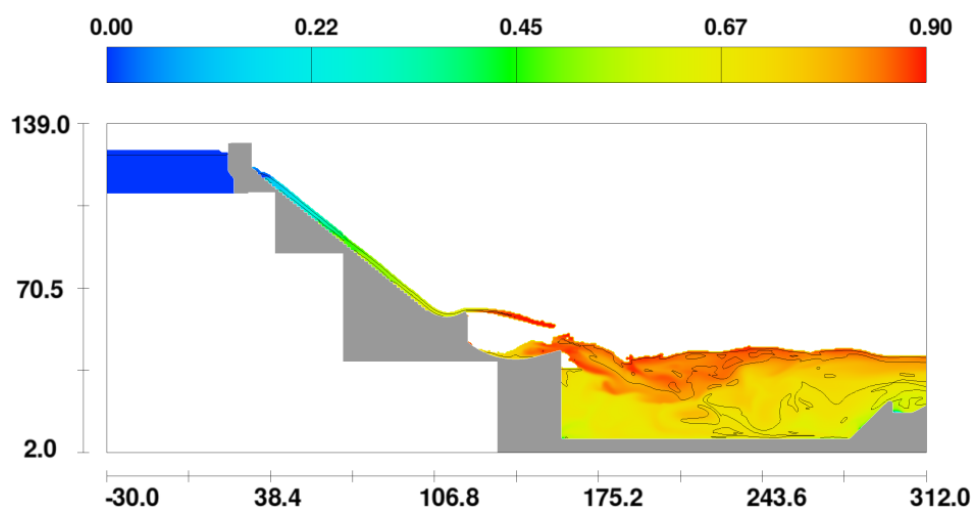


Figura 20.- Concentración de aire a lo largo del vertedor con dissipador central para $q=17.0707 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

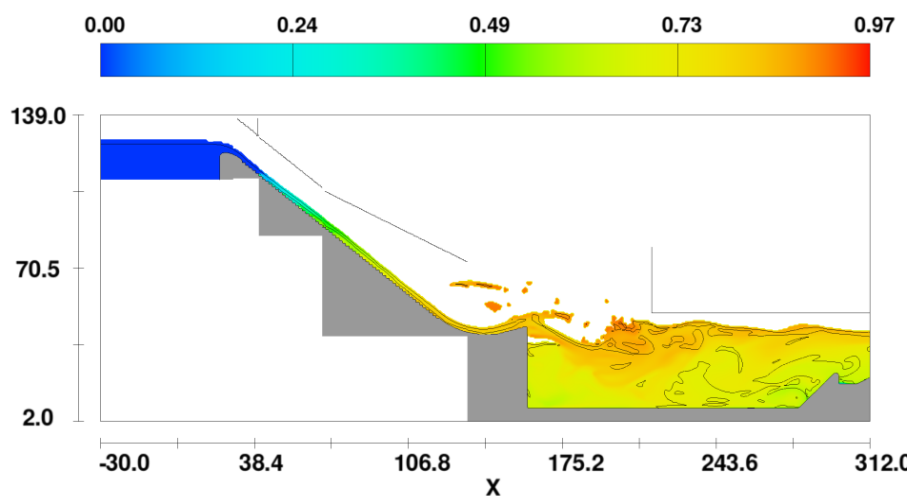


Figura 21.- Concentración de aire a lo largo del vertedor para $q=17.0702 \text{ m}^3/\text{s/m}$

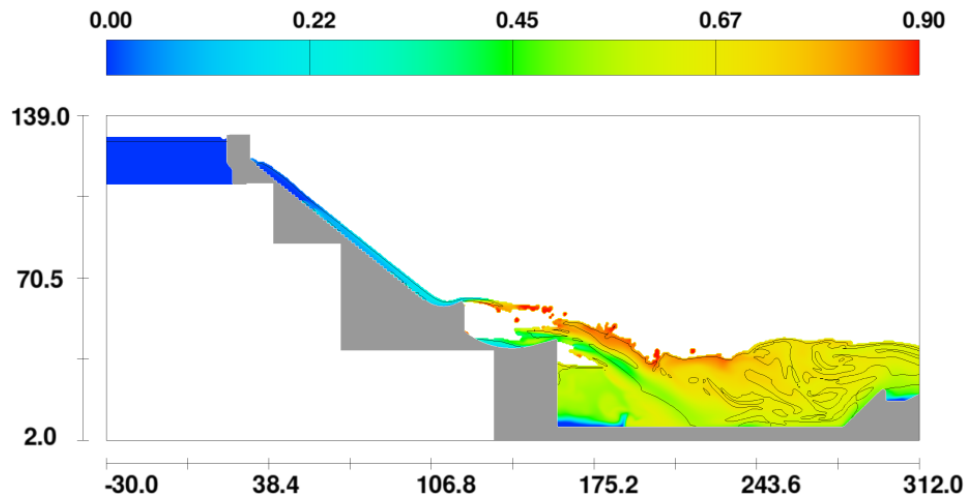


Figura 22.- Concentración de aire a lo largo del vertedor con dissipador central para $q=34.148 \text{ m}^3/\text{s/m}$

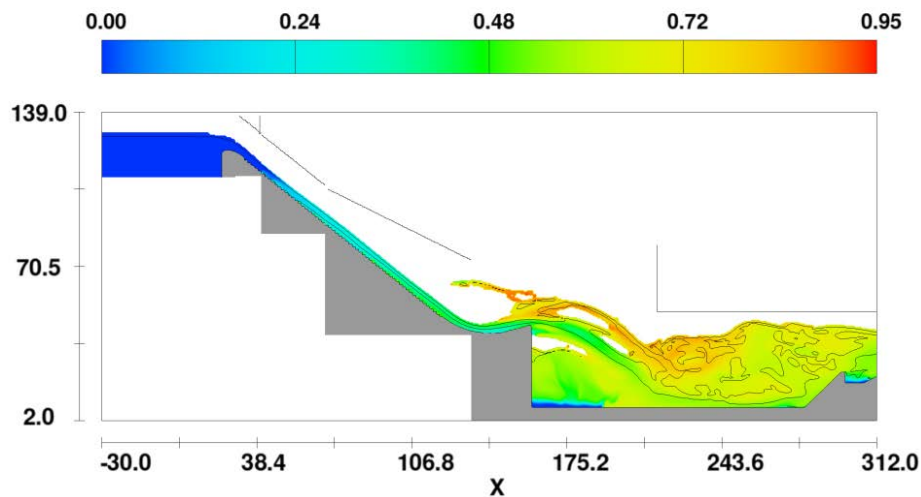


Figura 23.- Concentración de aire a lo largo del vertedor para $q=34.148 \text{ m}^3/\text{s/m}$

Aireación del flujo

La cantidad de aire dentro del flujo comúnmente se define en términos de la profundidad media de la concentración de aire con la expresión:

$$\frac{q_{air}}{q_w} = \frac{C_{mean}}{(1 - C_{mean})} \quad (11)$$

Sin embargo, el análisis de las mediciones de la superficie libre de un flujo aireado en vertedores lisos muestra que la concentración de aire media para flujos uniformes C_e es independiente de la geometría aguas arriba y de las condiciones de flujo (gasto, profundidad de flujo, rugosidad) siendo una función de la pendiente del vertedor. Wood (1983), Chanson (1993a).

Chanson (1994) presenta datos de modelación y experimentales en forma gráfica en donde se relaciona la concentración de aire como función de la pendiente de vertedores menores de a 50° Straub y Anderson (1958) y Aivazyan (1986), en la misma gráfica relaciona observaciones visuales y fotográficas de Judd y Peterson(1969), Bathurst (1978), Thorne y

Zevenbergen(1985). Por otro lado, Knauss (1979), Hartung y Scheuerlein (1970) quienes observaron flujos de montaña con grandes rugosidades y pendientes pronunciadas.

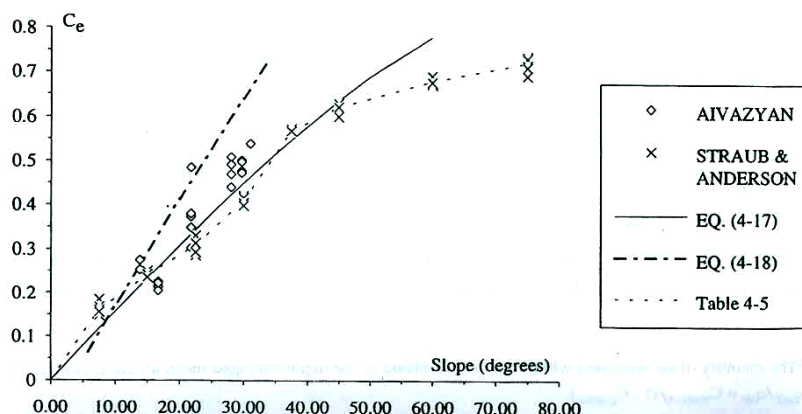


Figura 24.- Concentración de equilibrio en la región del flujo uniforme C_e como una función de la pendiente. Resultados de modelo Straub y Anderson (1958), datos de prototipo Aivazyan (1986), y canales de enrocamiento Knauss. Ec. 4.18 (1979). Gráfica tomada de Chanson (1994).

Los datos de Straub y Anderson (1958) y otras relaciones empíricas se presentan en la siguiente tabla que también relaciona concentración media de aire (C_e) en el flujo contra pendiente del canal para flujos uniformes aireados.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

De acuerdo a la tabla 6, la concentración media de aire para este caso, sabiendo que la pendiente del vertedor es: 38.907° es: $C_e = 0.5792$ y la relación $Y_{90}/d=2.40912$. Sin embargo, usando la gráfica de la figura 24, se encuentra que:

Tabla 6.- Concentración media de aire en flujos naturalmente aireados, Chanson (1994).

Slope α degrees	C_e ^(a)	Y_{90}/d_0	f_e/f	h/l
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.0	0.0	1.0	1.0	0
7.5	0.1608	1.192	0.964	0.132
15.0	0.2411	1.318	0.867	0.268
22.5	0.3100	1.449	0.768	0.414
30.0	0.4104	1.696	0.632	0.577
37.5	0.5693	2.322	0.430	0.767
45.0	0.6222	2.647	0.360	1.0
60.0	0.6799	3.124	0.277	1.732
75.0	0.7209	3.583	0.215	3.732

Tabla 7.- Concentraciones de equilibrio C_e , obtenidas de la figura 24 para cada trabajo mencionado.

C_e	FUENTE
$C_e = 0.56$	DATOS DE CAMPO DE AIVAZYAN (1986). DATO EXTRAPOLADO.
$C_e = 0.57$	DATOS DE MODELACIÓN DE STRAUB Y ANDERSON (1958)
$C_e = 0.80$	DATOS DEL ANÁLISIS LLEVADO A CABO POR KNAUSS (1979). DATO EXTRAPOLADO.
$C_e = 0.58$	DATOS DE LA TABLA 6

La referencia bibliográfica que más se acerca al resultado numérico son los datos de Straub y Anderson (1958).

En las figuras 18, 19, 20, 21, 22, y 23 se muestran las concentraciones de aire en el flujo para los tres gastos simulados. Se presentan dos gráficas para cada gasto, una de ella corresponde al perfil del vertedor con un dissipador central y el segundo a un perfil del vertedor sin éste último. Es posible visualizar que en los casos para flujo bajo e intermedio $q=6.8295 \text{ m}^3/\text{s/m}$ y $q=17.0707 \text{ m}^3/\text{s/m}$ se alcanza la concentración de equilibrio en algún punto del vertedor, sin embargo para el gasto máximo de diseño no se alcanza la concentración de equilibrio, y puede deberse a que el vertedor es de sección convergente, lo cual implica que el extremo

próximo al canal de descarga, el tirante y la velocidad aumentan a medida que aumenta el gasto promoviendo que se presente un flujo completamente rasante o deslizando.

CONCLUSIONES

Se presenta una revisión del funcionamiento hidráulico de un vertedor escalonado convergente. De acuerdo a la geometría del vertedor y a la magnitud de los gastos analizados el flujo que se presenta en todos los casos es un flujo rasante. De acuerdo a los criterios que actualmente existen, el flujo rasante difiere de éstos sobre todo en la determinación del punto de inyección, esta diferencia es posiblemente debido a que los criterios empíricos están obtenidos sobre vertedores rectos cuya superficie es rugosa, mientras que este caso el ejemplo resuelto considera un vertedor escalonado con superficie rugosa y además con paredes convergentes. De hecho (Chanson, 1994), reporta que la aplicación de cálculos de vertedores lisos a vertedores escalonados es inexacta, ya que sobrestima la localización de la aparición de lo que se conoce como "aguas blancas" fenómeno relacionado con la entrada de aire al flujo, llegando a ser aproximadamente 2.8 veces mayor que en vertedores lisos. Esto está acorde a la diferencia mostrada en las tablas 4 y 5.

La entrada de aire es mayor para los gastos $q=6.8295 \text{ m}^3/\text{s/m}$ y $q=17.0707 \text{ m}^3/\text{s/m}$ y menor para el gasto $q=34.148 \text{ m}^3/\text{s/m}$ para el cual no se alcanza la concentración de equilibrio, pudiéndose deber a la sección convergente del vertedor, ya que ésta promueve que la velocidad aumente en la zona de salida del vertedor promoviendo que funcione como un vertedor escalonado liso.

Los resultados obtenidos son importantes debido a la poca cantidad de estudios sobre este tipo de vertedores, pudiendo servir de base para futuros trabajos de experimentación física y numérica.

REFERENCIAS

- Chanson, H.** (1994)_"Hidraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways" Brisbane, Australia. Ed. Pergamon.
- Sotelo A, G.**(1974)_"Hidráulica General" México, Ed. Limusa.
- Laurel A. et al** (2011) "Simulación física y matemática del flujo en vertedores escalonados" Informe final del proyecto HC-1109.1. México. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Rendón G.** (2011)_"Diseño Hidráulico de vertedores escalonados"_Tesis para obtener el título de maestría ESIA-IPN. México.

LECCIONES APRENDIDAS CON SISTEMAS SCALL PARA USOS MÚLTIPLES EN EL NORTE Y CENTRO DE SANTA FE

Basán Nickisch, Mario¹; Tosolini Rubén²; Lahitte, Alejandro³; Sosa, Dora⁴; Sánchez, Luciano¹

- (1) INTA EEA Reconquista, Ruta Nac. N° 11, Km 773, 3560, Reconquista, Santa Fe, Argentina. TE: +54-3482-487592 interno 204. E-mail: basannickisch.mario@inta.gob.ar, sanchez.luciano@inta.gob.ar
- (2) INTA EEA Rafaela, Ruta Nac. N° 34, Km 227, 2300, Rafaela, Santa Fe, Argentina. TE: +54- 3492-440 125/440121. E-mail: tosolini.ruben@inta.gob.ar
- (3) Establecimiento “La Güeya”, 3060, Tostado, Santa Fe, Argentina. TE: +54-3491-479041. Email: ale.lahitte@gmail.com
- (4) INA-CRL, Patricio Cullen 6161, 3000, Santa Fe, Argentina. TE: +54-342-4605910/4602630. E-mail: sosa.dora@gmail.com

RESUMEN

En el norte y centro de la provincia de Santa Fe existe una importante limitante en lo que hace a la calidad del agua subterránea, lo cual compromete la disponibilidad para satisfacer la demanda de los diferentes usos: consumo humano y producciones agropecuarias, principalmente para el abrevado de animales y riego de huertas, precisando que es la región donde se encuentran más de tres millones de cabezas de ganado vacuno.

El Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), articulando con otros Organismos de Ciencia y Técnica, junto a los Productores, ha concretado unidades demostrativas con variantes tecnológicas de manejo del agua según la demanda.

Para el consumo humano se usaron diferentes diseños de Sistemas de Captación y Aprovechamiento de agua de Lluvia (SCALL) acorde a la demanda bajo la premisa de manejar agua segura con tecnologías blandas.

En los productivos se implementaron Aguadas aprovechando el agua de lluvia, sistematizando terrenos para garantizar el llenado de las represas y poder efectuar recarga al acuífero libre, con mecanismos de bombeo que funcionan con energías renovables donde todos convergen a un tanque central de mezcla para garantizar así que todos los animales tomen agua con la misma calidad, cualquiera sea el lugar de pastoreo.

Palabras clave: Manejo del agua de lluvia, usos múltiples, calidad del agua, recarga de acuífero, tecnologías blandas.

ABSTRACT

In the north and center of the province of Santa Fe, there is an important limitation in the quality of groundwater, which compromises availability to meet the demand for different uses: human consumption and agricultural production, mainly for the water Of animals and irrigation of orchards, specifying that it is the region where there are more than three million heads of cattle.

The National Institute of Agricultural Technology (INTA), articulating with other Scientific and Technical Organizations, together with the Producers, has made demonstration units with technological variants of water management according to the demand.

For human consumption, different designs of Rainwater Collection and Utilization Systems (SCALL) were evaluated according to the demand under the premise of managing safe water with soft technologies.

In the productive ones Aguadas was implemented taking advantage of the rainwater, systematizing terrains to guarantee the filling of the dams and to be able to recharge the free aquifer, with pumping mechanisms that work with renewable energies where all converge to a central tank of mixture to guarantee well That all animals drink water of the same quality, whatever the place of grazing.

Key words: Rainwater management, multiple uses, water quality, aquifer recharge, soft technologies.

INTRODUCCIÓN

En gran parte de la Argentina el agua subterránea presenta condicionantes, ya sea por exceso de sales y/o elementos tóxicos, para el consumo humano y ganadero y/o para el riego de huertas y pasturas de las familias rurales y urbanas, especialmente en zonas de secano.

La fluctuación de escenarios hidrológicos secos y húmedos repercute directamente en los sistemas, sumado a los impactos que provoca el Cambio Climático, por lo que las tecnologías desarrolladas tienen en cuenta estos escenarios cambiantes de déficit y excesos para las diferentes demandas.

Se considera estratégico y con un potencial enorme la utilización del agua de lluvia como fuente prioritaria de abastecimiento, complementada con el agua subterránea, para satisfacer la demanda multipropósito.

Para ello el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria Estación Experimental Agropecuaria Reconquista (INTA-EEA Reconquista) investiga generando, adaptando, validando y transfiriendo alternativas de Sistemas de Captación y Aprovechamiento de agua de Lluvia (Basán Nickisch, 2012a) y de recarga de acuíferos con agua de lluvia en el norte y centro de la Provincia de Santa Fe (Figura 1) según el fin al cual se destine, utilizando tecnologías apropiadas y apropiables que sean sustentables en el tiempo.



Figura 1. Mapa de la Provincia de Santa Fe, Argentina, con la ubicación de la zona de estudio.

Para el desarrollo de las mismas se articula con el Instituto Nacional del Agua- Centro Regional Litoral (INA-CRL), con el Gobierno Provincial y con Centros de Estudio Universitarios, como el caso de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral en Santa Fe (FICH-UNL).

El primer objetivo principal es dar respuesta a la demanda para consumo humano procurando un agua segura en términos de su la calidad química y bacteriológica: libre de gérmenes patógenos, que no contenga elementos tóxicos y que los sistemas de abastecimiento planificados atiendan la demanda (Basán Nickisch et al., 2014c).

El segundo objetivo principal es dar respuesta a la producción, tanto para el abrevado de los animales como el riego de los cultivos de huerta y pasturas, para permitir el equilibrio de la dieta de las familias y complementar la alimentación del ganado (Basán Nickisch y Sánchez, 2016).

METODOLOGÍA

Para el consumo humano se evaluaron Sistemas de Captación y Aprovechamiento de agua de Lluvia (SCALL) con diferentes tipos de almacenamiento, poniendo énfasis en el tratamiento de filtrado para que el agua se almacene limpia, y de esta manera garantice un tratamiento bacteriológico eficiente mediante tecnologías blandas (Basán Nickisch, 2016).

La metodología seguida consistió en:

- Analizar la cantidad anual de precipitación mediante estudios probabilísticos con recurrencias bajas y su distribución en el año.
- Evaluar el pH del agua de lluvia en el lugar. Especialmente en zonas cercanas a centros urbanos industrializados.
- Realizar análisis para evaluar la presencia de elementos tóxicos que pudieran existir producto de la volatilidad en la aplicación de agroquímicos en superficies agrícolas adyacentes.
- Cálculo de la superficie de los techos necesaria en función de las precipitaciones que se producen en el lugar y a la demanda que se planifica abastecer.
- El dimensionamiento de las canaletas y de las cañerías de bajada según las normas ingenieriles hidráulicas. (Anaya Garduño, 2011)
- La evaluación de diferentes materiales para construir los almacenamientos en base a los conocimientos y saberes de zona más los evaluados en base al estudio de costos y de vida útil. En la práctica pueden ser tanques plásticos, de mampostería, de ferrocemento o de placas premoldeadas de cemento.
- Dimensionamiento del almacenamiento en función de la demanda y de la distribución mensual de las precipitaciones locales (Anaya Garduño, 1998).
- Los mecanismos de extracción, ya sea manuales o con energía renovable o convencional, los cuales deben ser estancos para minimizar el riesgo del ingreso de animales o elementos que pudiesen contaminar el agua almacenada.
- Los diferentes mecanismos de filtrado del agua proveniente de los techos para almacenar el agua limpia (Figura 2), indispensables para lograr un buen tratamiento bacteriológico posterior (Basán Nickisch y Tejerina Díaz, 2013).

- Tratamientos bacteriológicos con tecnologías blandas, como por ejemplo la exposición del agua ante los rayos ultravioleta del sol, hervido del agua, cloración.

Constituyen el protocolo básico para estos sistemas.

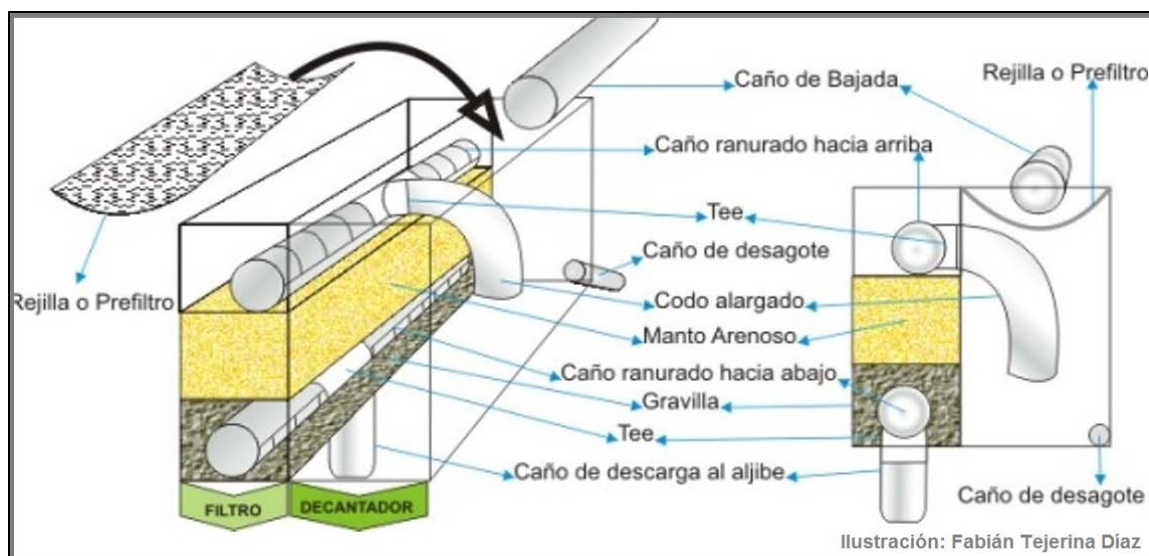


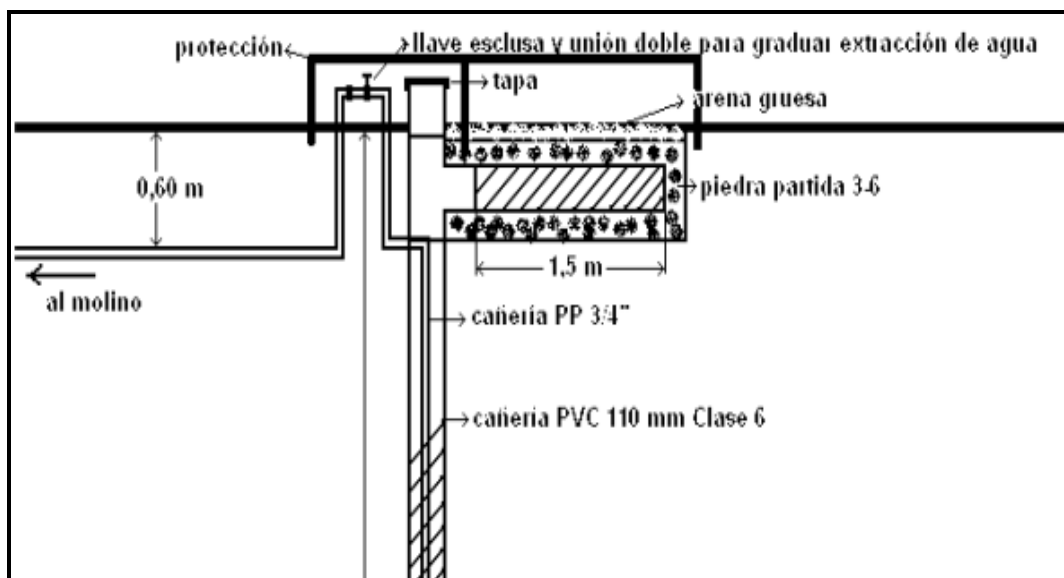
Figura 2. Prefiltro, decantador y filtro de arena para almacenar agua limpia en aljibes. (Basán Nickisch et al., 2014b).

En los emprendimientos productivos destinados a cría de ganado se implementaron sistemas de abrevado (“Aguadas”) con diferentes maneras de aprovechar el agua de lluvia complementada con el agua subterránea, sistematizando terrenos para garantizar el llenado de las represas y la recarga del acuífero, con mecanismos de bombeo que funcionan con energías renovables y con sistemas de succión que lo hacen en la parte superficial del acuífero con menor concentración de sales, donde todos convergen a un tanque central de mezcla, para garantizar así que todos los animales tomen agua con la misma calidad química, cualquiera sea el lugar de pastaje (Basán Nickisch et al., 2016a).

Los *sistemas* comprenden:

- Estudio probabilístico de precipitaciones, ídem que para el consumo humano.
- Estudio de imágenes satelitales para identificar lugares para realizar estudios de prospección geoelectrica ubicando así los lugares con mayores probabilidades de encontrar agua subterránea de mejor calidad, permitiendo también estudiar el perfil de los suelos para construir las represas en suelos de mejor calidad, y el análisis de lugares aptos para efectuar recargas al acuífero con las precipitaciones.
- La sistematización de áreas de captación con diseños adecuados para garantizar la “cosecha” de agua de lluvia con los volúmenes necesarios, aún en años hidrológicos secos con baja pluviometría e intensidad, cuya superficie está en función de: la precipitación, la vegetación, el tipo de suelos y las pendientes, que podrán ser intervenidas por el hombre y manejadas en el tiempo para lograr coeficientes de escorrentía adecuados para el sistema proyectado.
- El diseño de represas para minimizar pérdidas por evaporación e infiltración en lo que hace a profundidad y taludes. Un caso especial son las represas sobreelevadas. Éstas

- La implementación de decantadores o trampa de sedimentos en la entrada de los almacenamientos que no permitan el ingreso de los mismos provenientes de las áreas de cosecha de agua de lluvia de terrenos naturales, preservando la vida útil de los cuencos.
- La evaluación de diferentes materiales impermeabilizantes para las represas para contrarrestar las pérdidas por infiltración en taludes y fondo de las mismas cuando no se puede recargar el acuífero debido a limitantes geológicas.
- El estudio de diferentes alternativas técnicas de recarga de acuíferos con perforaciones doble propósito: recarga del acuífero con precipitaciones y extracción del mecanismo de bombeo (Figura 3). Especialmente en zonas donde el agua subterránea se encuentra excedida en sales, de manera tal de disminuir la concentración de sales en el acuífero y el agua de lluvia se mineraliza, siendo importante para la alimentación del ganado.
- El diseño de sistemas de bombeo “patas de araña” para zonas donde la permeabilidad del acuífero es baja y el agua se encuentra a pocos metros de la superficie, no mayor a 15 m. El sistema consiste en 2 ó más perforaciones abasteciendo a un solo mecanismo de bombeo, lo suficientemente alejadas para que no se superpongan los conos de abatimiento, de manera tal que las mismas no compitan entre sí.
- Diseño de sistemas de succión de bombeo con chupadores flotantes con mangueras flexibles para perforaciones cuando exista una estratificación importante de sales en profundidad, para poder extraer el agua con menor contenido de sales, siguiendo el nivel superior del agua subterránea (Figura 4).



33



Figura 4. Chupador flotante para perforaciones. (Basán Nickisch y Sánchez, 2015).

- Bombes controlados para equilibrar la extracción con la recarga manteniendo el nivel dinámico de las perforaciones de manera tal que no se bombee agua con exceso de sales.
- Utilización de energías renovables para los bombeos, ya sea eólica, con molinos de viento de alta performance, o solar, mediante bombas centrífugas accionadas con paneles solares.
- Tanques de almacenamiento que contemplen días de reserva suficientes cuando se utiliza energía eólica para el bombeo, con reservas de por lo menos 7 días.
- Control de la calidad química del agua de abrevado bajo protocolo (Basán Nickisch et al., 2012,b,c)

Para el riego de las huertas y pasturas se implementaron sistemas de riego localizado que funcionan con baja presión, con las mediciones correspondientes del coeficiente de uniformidad que se ajusten a lo convencionalmente requerido. Esto permite hacer una utilización eficiente del recurso escaso. (Basán Nickisch et al., 2016b).

RESULTADOS

En lo que respecta a **agua para el consumo humano** se evaluaron los mecanismos de filtrado y de tratamiento bacteriológico propuestos. En la Tabla 1 se presentan los resultados del análisis microbiológico de las muestras de agua obtenidas en los distintos establecimientos con y sin sistemas de filtrado.

Los tres primeros tratamientos mostraron ausencia de coliformes fecales, coliformes CEK (Citrobacter, Enterobacter y Klebsiella) y pseudomonas aerogenosas (muestras 1, 2 y 3). En cuanto a las bacterias aerobias totales y coliformes totales, los valores son menores a los umbrales propuestos por el Código Alimentario Argentino (<500 y <3 respectivamente).

En los últimos dos tratamientos (muestras 4 y 5), los resultados arrojaron presencia de coliformes fecales y coliformes CEK, con valores mayores a los recomendados de bacterias coliformes totales. En el caso particular de la muestra 5, la gran cantidad de bacterias aerobias totales se debe a que el agua se almacena sin el cierre superior, cosa que no sucede en el caso de la muestra 4.

Tabla 1. Resultados obtenidos de los diferentes tratamientos bacteriológicos (Basán Nickisch et al., 2014b).

Tipo Microbiológico	Máximos	Muestras				
		1	2	3	4	5
Bacterias Aerobias Totales	< 500	70	< 1	< 1	200	4500
Bacterias Coliformes Totales	< 3	< 3	< 3	< 3	33	10
Bacterias Coliformes Fecales	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	16	5
Bacterias Coliformes CEK	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	17	5
Pseudomonas Aerogenosas	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia

- 1: agua del aljibe con sistema de filtrado más exposición a los rayos ultravioletas del sol (Tratamiento SODIS)
- 2: agua del aljibe con sistema de filtrado aplicando una gota de lavandina a 2 litros de agua limpia dejando actuar ½ hora
- 3: agua del aljibe con sistema de filtrado hervida durante 5 minutos
- 4: agua del aljibe con sistema de filtrado sin tratamiento bacteriológico
- 5: agua del aljibe sin sistema de filtrado y sin tratamiento bacteriológico

Para la producción ganadera se presenta aquí el resultado de los tres sistemas empleados basados en recarga del acuífero (Sistemas A, B y C - Establecimiento Ganadero “La Güeya”, Basán Nickisch et al., 2016a). En las Figuras 5a, 5b y 5c se puede apreciar claramente el impacto positivo del ingreso y almacenamiento de agua de lluvia en el acuífero, por las variaciones registradas en la salinidad del agua subterránea, nivel dinámico de bombeo, precipitación y volumen extraído.

En la Figura 6 se muestra la relación entre la salinidad del agua del tanque central de mezcla donde confluyen diferentes “Aguadas” y estrategias de manejo del agua de lluvia complementadas con agua subterránea mejoradas debido a las estrategias de recarga del acuífero libre.

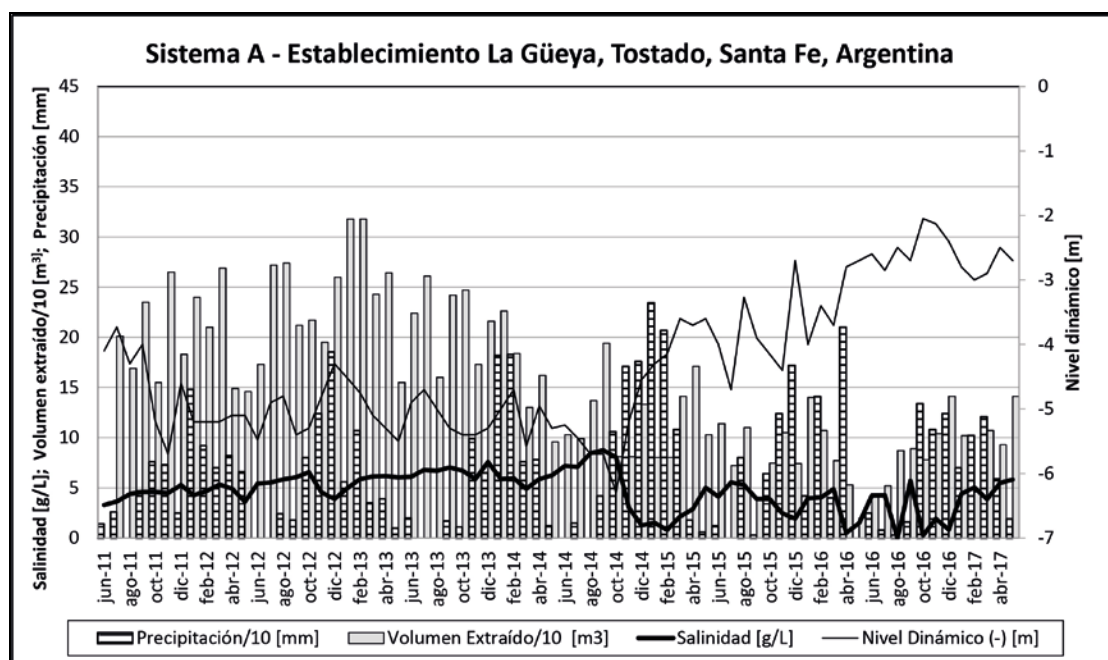


Figura 5a. Relación entre salinidad, nivel dinámico de bombeo, precipitación y volumen extraído del Sistema A (Basán Nickisch et al., 2016a).

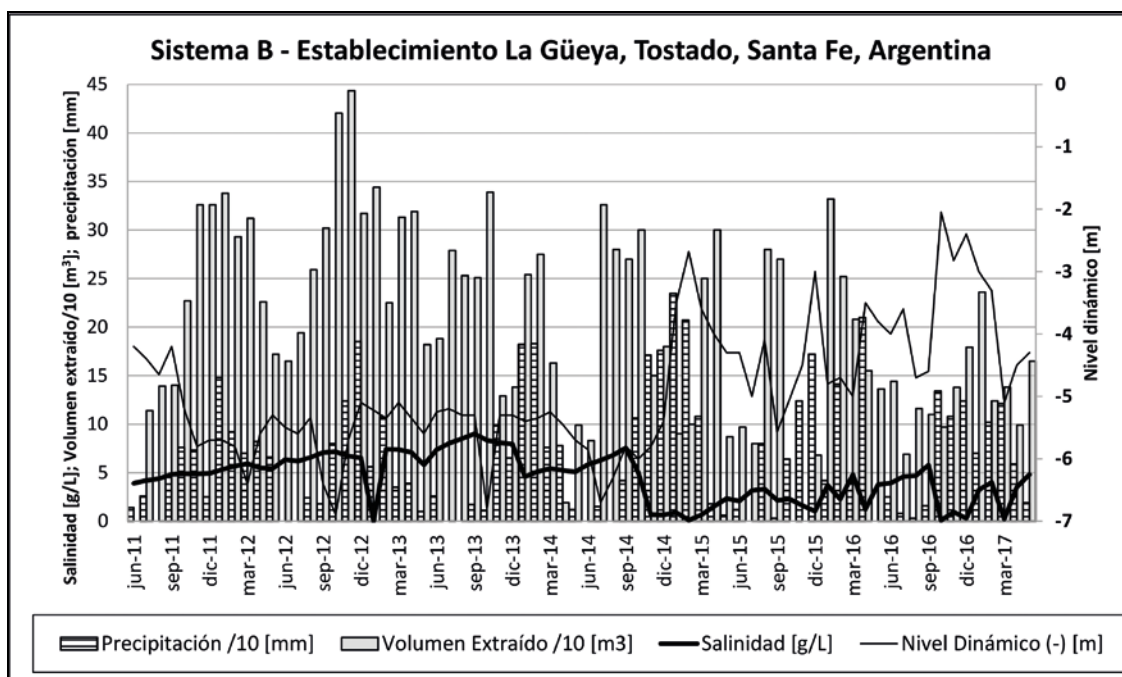


Figura 5b. Relación entre salinidad, nivel dinámico de bombeo, precipitación y volumen extraído del Sistema B (Basán Nickisch et al., 2016a).

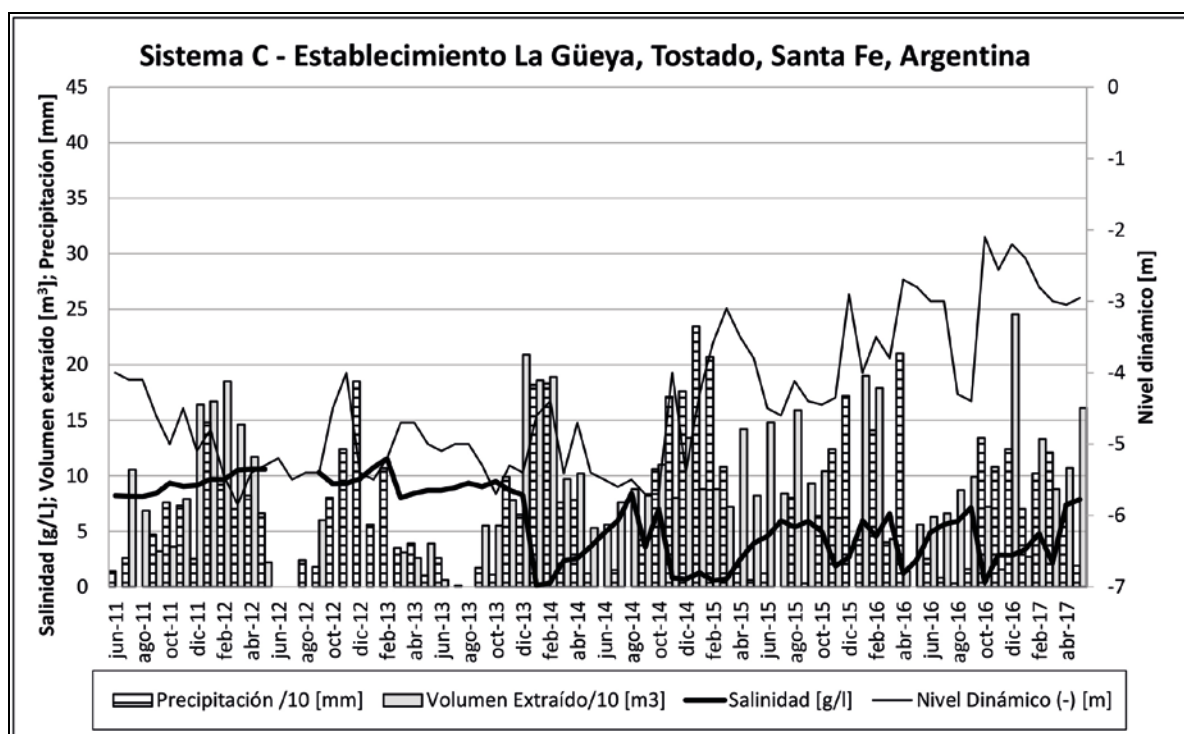


Figura 5c. Relación entre salinidad, nivel dinámico de bombeo, precipitación y volumen extraído del Sistema C (Basán Nickisch et al., 2016a).

Y el tanque central de mezcla de dicho Establecimiento (Figura 6), considerándose superador que los animales siempre consuman la misma calidad de agua, no importando en que potrero se encuentren, minimizando así los saltos de gradiente de salinidad que son perjudiciales para la producción ganadera.

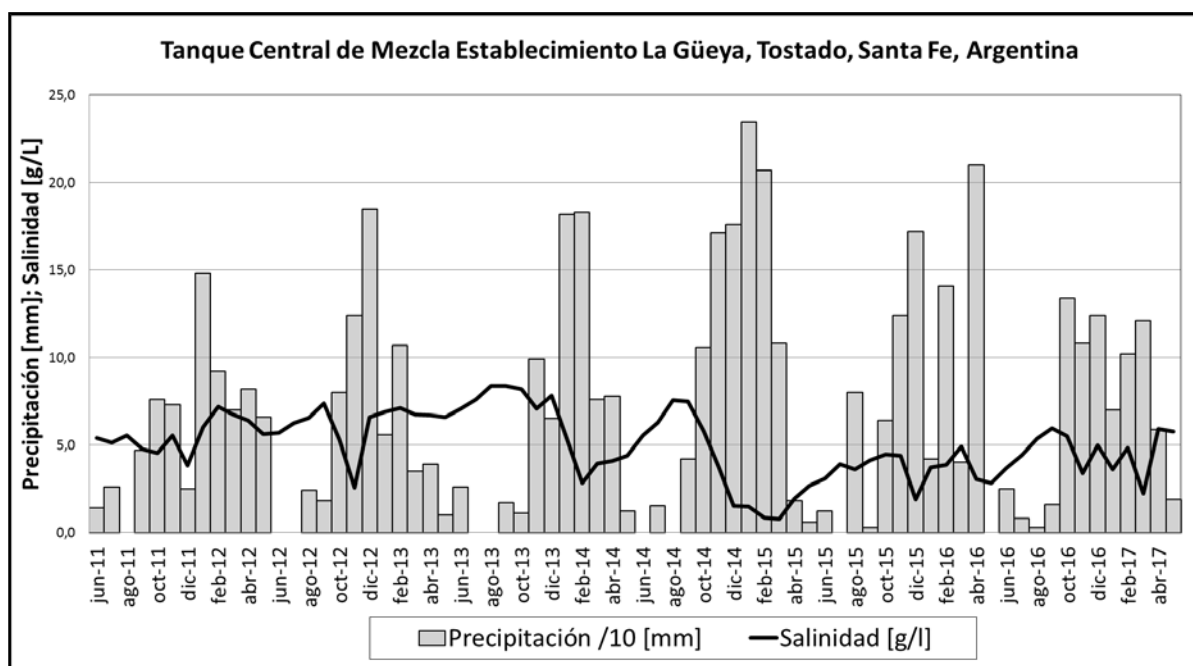


Figura 6. Relación entre salinidad y la precipitación del Tanque Central de mezcla del Establecimiento (Basán Nickisch et al., 2016a).

CONCLUSIONES

Los resultados de los sistemas de filtrado y posteriores alternativas de tratamientos bacteriológicos con tecnologías blandas diseñados para el consumo de las personas convalidan la eficacia y efectividad de los métodos propuestos para garantizar agua segura para el consumo humano, donde la dosis de cloro propuesta, el hervido del agua y la exposición a los rayos ultravioletas del sol han resultado efectivos para contrarrestar patógenos.

Los tratamientos 4 y 5 (Tabla 1) permiten asegurar la necesidad de realizar el filtrado del agua proveniente de las áreas de captación y el tratamiento bacteriológico posterior correspondiente, garantizando de esa manera agua segura para el consumo humano. Esto significa que si no se filtra el agua de manera adecuada y no se le efectúa un tratamiento bacteriológico el agua se clasifica como no apta para el consumo humano.

Para el consumo del ganado en zonas donde hay exceso de sales en el agua subterránea, en todos los casos estudiados de recarga de acuíferos con agua de lluvia, el impacto ha sido sumamente positivo, donde se ha cumplimentado el objetivo de brindar agua con contenido de sales adecuado y cuya variación en las concentraciones ha sido gradual durante el año.

Los diseños de los sistemas de perforaciones doble propósito, así como también los chupadores flotantes que permiten seguir el pelo del agua del acuífero, funcionan adecuadamente y permiten extraer el agua de mejor calidad.

La sistematización y mantenimiento de las áreas de captación de agua de lluvia para alimentar a los sistemas de recarga del acuífero es clave para que estos sistemas durante años hidrológicos secos tengan la posibilidad de brindar agua suficiente de calidad al ganado.

En el caso de almacenamiento del agua de lluvia con represas se recomienda que sean profundas para minimizar las pérdidas por evaporación, y cuando se comprueba pérdidas por filtración a través de fondo y taludes utilizar elementos complementarios de recubrimiento: bentonita sódica, plásticos más suelocemento, geomembranas.

En el caso especial de que el agua del acuífero libre se encuentre muy cercana a la superficie y sea de mala calidad, se recomienda represas sobreelevadas con diseños apropiados.

El manejo de los sistemas de bombeo controlando extracciones que mantengan el nivel dinámico en valores aceptables, permitió extraer agua de buena calidad para el ganado.

La generalidad de los sistemas de bombeo en zona utilizan energía eólica, por lo que se recomienda tanques de almacenamiento centrales elevados con una reserva de como mínimo 7 días, previendo días sin viento y reparaciones de los mecanismos de bombeo.

Para el riego de huertas y pasturas en zonas con problemas de calidad del agua subterránea se ha comprobado que el riego localizado es el que mejor se ajusta, aplicando enmiendas y riegos periódicos de lavado de sales del perfil.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anaya Garduño, M. (1998) *Sistemas de captación de agua de lluvia para uso doméstico. América Latina y el Caribe*, IICA, México.

Anaya Garduño, M. (2011) *Captación del agua de lluvia. Solución caída del cielo*. Colegio de Postgraduados, Texcoco, México.

Basán Nickisch, M. (2012a) *Manejo de los Recursos Hídricos para áreas de secano – 2da. Edición*. INTA

<http://inta.gob.ar/documentos/manejo-de-recursos-hidricos-para-areas-de-secano-segunda-edicion>

Basán Nickisch, M. (2012b) *Software de clasificación de aguas*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/software-de-clasificacion-de-aguas>

Basán Nickisch, M. (2012c) *Calidad del agua para usos múltiples. 1er Seminario Latinoamericano sobre acceso, uso y tratamiento del agua para la Agricultura Familiar – Agua de calidad con equidad*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/calidad-del-agua-para-usos-multiples>

Basán Nickisch, M. (2016) *Sistemas de aprovechamiento del agua de lluvia (SCALL) para la EEA Ingeniero Juárez*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/sistemas-de-aprovechamiento-de-agua-de-lluvia-scalle-para-la-eea-de-ing-juarez>

Basán Nickisch; Gallo Mendoza, L; Zamar, S; Rosas, D. (2012) *Protocolo de muestreo, transporte y conservación de muestras de agua con fines múltiples*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/protocolo-de-muestreo-transporte-y-conservacion-de-muestras-de-agua-con-fines-multiples>

Basán Nickisch, M. y Tejerina Díaz, F. (2013) *Nuevo sistema de filtrado de agua para aljibes*. INTA. <http://inta.gob.ar/documentos/informe-tecnico-de-nuevo-sistema-de-filtrado-de-agua-para-aljibes/>

Basán Nickisch, M.; Tejerina Díaz, F.; Jordan, P.; Tosolini, R.; Sánchez, L.; Sanz, P.; Vera, H. (2014a) *Mantenimiento y Tratamiento del Agua en Aljibes*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/mantenimiento-y-tratamiento-del-agua-almacenada-en-aljibes/>

Basán Nickisch, M.; Tejerina Díaz, F.; Jordan, P. (2014b) *Tratamientos del agua de lluvia validados para consumo humano*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/el-agua-de-lluvia-si-debe-ser-tratada-1/>

Basán Nickisch M. y Sánchez L. (2015) *Alternativas de manejo de los recursos hídricos para ganadería en el norte de Santa Fe*. Revista Voces y Ecos de INTA Reconquista.

<http://inta.gob.ar/documentos/alternativas-de-manejo-de-los-recursos-hidricos-para-ganaderia-en-el-norte-de-santa-fe>

Basán Nickisch, M. y Sánchez L. (2016) *Agua Segura para Comunidades Quom en el norte del Chaco*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/agua-segura-para-comunidades-qom-en-el-norte-del-chaco>

Basán Nickisch, M.; Lahitte, A.; Tosolini, R.; Sánchez, L.; Sosa, D. (2016a) *Aguadas para Ganadería Bovina en los Bajos Submeridionales y áreas de influencia*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/aguadas-para-ganaderia-bovina-en-los-bajos-submeridionales-y-areas-de-influencia>

Basán Nickisch, M.; Sánchez, L.; Tosolini, R.; Tejerina Díaz, F.; Jordan, P. (2016b) *Aprovechamiento del agua de lluvia para usos múltiples en los Bajos Submeridionales y áreas de influencia*. INTA.

<http://inta.gob.ar/documentos/aprovechamiento-del-agua-de-lluvia-para-usos-multiples-en-los-bajos-submeridionales-y-areas-de-influencia>

SIMULACIÓN NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DE UNA RÁPIDA DE FUERTE PENDIENTE EN EL PAQUETE COMPUTACIONAL OPENFOAM

Berrones Cuenca José Adolfo¹; Quilligana Chamba Oscar Rolando¹; Ortega Lara Patricio Rubén²; Plua Aguirre Frank Alex²; Hidalgo Bustamante Ximena del Rocío²

^{1,2} Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador

Ecuador, Ladrón de Guevara E11-253, [PO Box 17-01-2759] Telf. 593 2-2976300

E-mail: patricio.ortega@epn.edu.ec; frank.plua@epn.edu.ec; ximena.hidalgob@gmail.com

RESUMEN

Las obras de descarga son estructuras o canales de fuerte pendiente muy indispensables para la evacuación de caudales de alcantarillado u obras de excedencia, por ello se requiere disipar una gran cantidad de energía lo que deriva en el dimensionamiento adecuado del cuenco de disipación. Por esta razón se deben considerar los criterios hidráulicos apropiados para su dimensionamiento así como los procesos de disipación de energía a lo largo del perfil y al pie de la rápida con el fin de aumentarlos a través del incremento de la altura de rugosidad del material. Se evaluaron los procesos de disipación de energía con la ayuda de un modelo físico a escala además de la experimentación con un modelo numérico que aplica la dinámica de fluidos computacional CFD, específicamente con el software de código libre OpenFOAM. Los resultados numéricos han sido calibrados y validados con los obtenidos en el modelo físico a escala reducida.

ABSTRACT

The discharge structures are generally structures or channels of steep slope very indispensable for the discharge of flows either sewer or works of exceedance, that is why due to the large amount of energy to dissipate the sizing of the dissipation bowl is very important. And must consider all the hydraulic criteria required for its sizing, energy dissipation processes along the profile and at the foot of the fast slope are important for the design of the dissipation bowl, increase the percentages of dissipation due to increase of roughness of the material along the profile is a feasible mechanism in the processes of energy dissipation.

Energy dissipation processes have been evaluated with the aid of a scaled physical model and with a numerical model by applying CFD computational fluid dynamics specifically with the OpenFOAM free code software, the numerical results have been calibrated and validated with the results obtained in the reduced scale physical model.

INTRODUCCIÓN

Los procesos de disipación al pie de una rápida de descarga son muy importantes para liberar la energía remanente proveniente de la parte de aguas arriba de la estructura hidráulica. Este proceso se da por la alta turbulencia presente al fin de la estructura y por la introducción de aire en la masa de agua, lo que deriva en la formación de un resalto hidráulico estable o sumergido al pie de la rápida de fuerte pendiente.

Otro de los procesos de disipación de energía es el producido a lo largo de todo el perfil de la rápida de fuerte pendiente, una manera de aumentar el porcentaje de disipación es aumentando la rugosidad del material y por ende el coeficiente de resistencia al movimiento.

El conocimiento de los principios y características hidrodinámicas presentes en el movimiento del flujo en canales de fuerte pendiente (rápidas) se vuelve un aspecto técnico de gran importancia debido a las exigentes características topográficas presentes en las ciudades de la región andina, donde la construcción de sistemas de alcantarillado y otro tipo de descargas requieren de un correcto dimensionamiento.

En el diseño de estos canales se deben realizar consideraciones adicionales debido a la presencia de ondas longitudinales y transversales generadas como resultado de las altas velocidades del flujo.

Debido a la complejidad del fenómeno físico, es necesario contar con metodologías que ayuden al diseñador a evaluar estos tipos de flujo de manera tridimensional, esto se lo realiza con ayuda de la hidráulica experimental y de la hidráulica computacional mejor conocida como CFD.

Aplicaciones Computacionales como Flow 3D y ANSYS (código privado), OpenFOAM (código libre), entre otras, se utilizan en el campo de la dinámica de fluidos computacional (Computational Fluid Dynamic - CFD) para la verificación y optimización de problemas relacionados con la mecánica de fluidos, como complemento a la modelación física y al desarrollo teórico.

En el presente trabajo se realizará una modelación numérica del flujo con el software OpenFOAM sobre una rápida que ha sido estudiada previamente en modelo físico a escala reducida, con el fin de evaluar el comportamiento de flujo y su interacción con la estructura. Para esta modelación se considerarán los efectos de la introducción de aire, así como la presencia de ondas superficiales e inestabilidad de flujo propias de los flujos rápidos.

OBJETIVO

El objetivo principal es realizar una simulación numérica en el paquete computacional OpenFOAM (CFD) para un canal de fuerte pendiente, variando la rugosidad del material a fin de reducir la velocidad a lo largo del perfil de fuerte pendiente. Esta simulación numérica será calibrada mediante los resultados obtenidos en el modelo físico a escala de los proyectos de investigación “Análisis de Flujo Inestable y Autoaireado en Canales de Fuerte Pendiente” (Haro 2010) y “Estudio en el Modelo Hidráulico de las Obras de Derivación y Desvío de la Quebrada el Batán -Fase A” (EPN 2000).

MODELO MATEMÁTICO Y CÓDIGO NUMÉRICO

OpenFOAM es un software de acceso libre que resuelve problemas de la mecánica de fluidos con ayuda de herramientas computacionales. Estas aplicaciones computacionales resuelven las ecuaciones de Navier Stokes y promediado de Reynolds que describen el movimiento de un fluido en tres dimensiones y aplican las siguientes ecuaciones conservativas.

Conservación de continuidad:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U) = 0 \quad (1)$$

Conservación de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U \times U) = -\nabla p + \nabla \cdot \tau + S_M \quad (2)$$

Conservación de energía:

$$\frac{\partial(\rho h_{tot})}{\partial t} - \frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U h_{tot}) = \nabla \cdot (\lambda \nabla T) + \nabla \cdot (U \cdot \tau) + U \cdot S_M + S_E \quad (3)$$

Donde:

$$\tau = \mu(\nabla U + (\nabla U)^T) - \frac{2}{3} \delta \nabla \cdot U \quad (4)$$

$$h_{tot} = h + \frac{1}{2} U^2 \quad (5)$$

Donde p es la presión, ρ la densidad del fluido, U es el vector velocidad, τ el tensor de tensiones turbulentas, h la energía, S_M el termino de las fuerzas másicas, S_E el término fuente, λ la viscosidad volumétrica, μ la viscosidad dinámica y δ el delta de Kronecker.

MODELO FÍSICO

El estudio se realizó sobre el Modelo Hidráulico escala 1:25 de las Obras de Derivación y Desvío de la Quebrada El Batán realizado por la Escuela Politécnica Nacional en convenio con la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento EPMAPS en el año 2000. El modelo comprende las siguientes estructuras: Compuerta plana que regula el caudal de entrada; Canal de sección rectangular de ancho $b=40$ cm, altura de pared $h=15$ cm y pendiente longitudinal de 10.96%; Rápida – que es el objeto de estudio- con las mismas condiciones que el canal de entrada y con una pendiente longitudinal del 100%; Cuenco Disipador que corresponde a una cámara de disipación de forma trampolín liso más desarrollo en contrapendiente del 25%; y, Zona de Entrega o Salida que lleva el flujo hasta el tanque recolector. Ver Figura No. 1



Figura 1.- Modelo físico Quebrada El Batán.

El plan de pruebas ensayado en laboratorio corresponde al indicado en la Tabla No. 1 y pertenece al modelo ejecutado en el Proyecto de investigación antes mencionado.

Tabla 1.- Características de la simulación para contorno liso

Caudales ensayados en el modelo físico			
Caudal	Modelo	Ensayo	Contorno
	l/s		
Q ₁	16.00	EPN (FASE "A")2000	Liso
Q ₂	32.00		
Q ₃	48.00		
Q ₄	18.92	Haro&Jara,2010	Liso

MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico utilizado corresponde al paquete computacional OpenFOAM que es un modelo de código libre cuyo método de resolución numérica es mediante Volúmenes Finitos. Los resultados numéricos han sido calibrados y validados con los del modelo físico a escala 1:25 construido en el Laboratorio de Investigaciones Hidráulicas de la Escuela Politécnica Nacional, el mismo que opera con el criterio de similitud de Froude. El plan de simulaciones numéricas se divide en dos fases, la primera corresponde a una simulación con el contorno de la rápida lisa y la segunda fase con el contorno de la rápida con un fondo más rugoso.

CONSTRUCCIÓN DEL MODELO Y CALIDAD DE LA MALLA

Con las dimensiones obtenidas del modelo físico, se realizó la construcción de la geometría en 2D. La longitud de la estructura se representó en el eje X, la altura en el eje Y y el ancho del canal en el eje Z. Para que el sólido posea profundidad (3D) se aplicó una extrusión con un valor de 0.40 m.

Para el presente estudio se utilizaron dos tipos de malla: no estructurada (tetraédrico) para el plan de pruebas; y, mixta (hexaedros y tetraedros) para las simulaciones definitivas. La malla no estructurada se realizó en el software de pre-proceso Salome-Meca¹, que fue utilizado por su facilidad y tiempo corto de simulación, mientras que la malla mixta se elaboró con el programa GMSH.

En la Figura No. 3 se observa en el visualizador Para View que la calidad de malla es apropiada puesto que el rango recomendado es de 1 a 3.

¹ Salome-Meca.- Plataforma genérica para pre y post procesamiento para simulación numérica de código abierto.

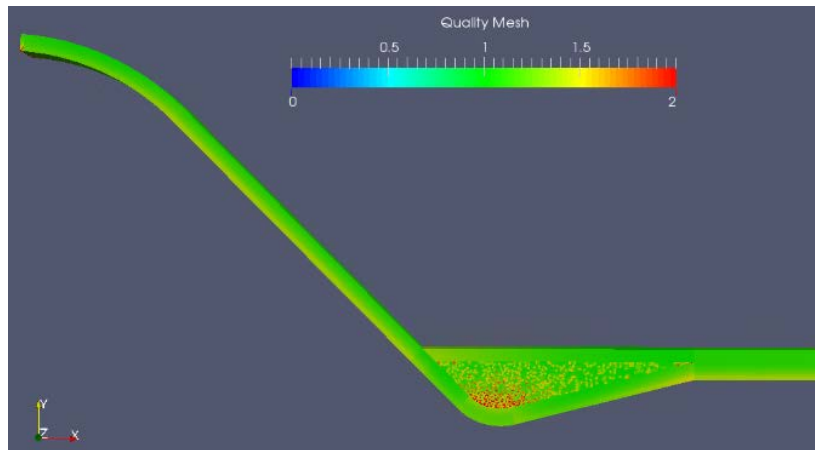


Figura 2.- Mesh Quality en Paraview

DEFINICIÓN DE CONDICIONES DE CONTORNO

En la Figura No.3 se representan gráficamente las condiciones de contorno del dominio de estudio. Los colores rojos representan las paredes fijas, el color verde la superficie abierta a la atmosfera, el color azul es el ingreso de agua y el celeste la salida. Los colores amarillo y rosado representan el fondo de la estructura.



Figura 3.- Condiciones de frontera en la estructura de estudio

SOLUCIONADOR PARA FLUJO BIFÁSICO Y CONSIDERACIONES TEÓRICAS

El fenómeno a representar corresponde a un flujo con introducción de aire y disipación continua de energía, al tener una alta interacción entre agua y aire (flujo bifásico) se ha optado por un solucionador validado y probado de OpenFOAM llamado interFoam, el mismo que utiliza un enfoque matemático denominado volumen de fluidos (VOF) en la resolución de las ecuaciones de turbulencia mediante metodología RANS.

El solucionador interFoam se caracteriza por su capacidad de trabajo con flujo multifásico, el flujo debe ser incompresibles, isotérmicos e inmiscibles.

MODELO DE TURBULENCIA UTILIZADO

El modelo de turbulencia con el cual se trabajó es el Modelo de Turbulencia k – Omega SST [Menter 1993], este modelo combina un modelo de eddy-viscosity con modelos de dos ecuaciones y es útil para la simulación numérica de flujos más complejos.

CALIBRACIÓN DEL MODELO

Para calibrar el modelo se utilizaron los datos de caudal y de calado del estudio en modelo Hidráulico a escala 1:20 y los datos del proyecto de investigación, considerando una rápida de fondo liso.

En la siguiente tabla se muestran los principales parámetros utilizados en la calibración del modelo matemático con el programa OpenFOAM:

Tabla 2.- Características de la simulación para contorno liso

CARACTERÍSTICAS DE LA SIMULACIÓN PARA CONTORNO LISO				
ESTUDIO	EPN (FASE A)2000			Haro&Jara, 2010
CAUDAL	Q=16 l/s	Q=32 l/s	Q=48 l/s	Q=18.92 l/s
TIPO DE MALLA	MIXTA	MIXTA	MIXTA	MIXTA
ELEMENTOS	HEXAEDROS Y PRISMAS	HEXAEDROS Y PRISMAS	HEXAEDROS Y PRISMAS	HEXAEDROS Y PRISMAS
HEXAEDROS/PRISMAS	156075/30	156075/30	156075/30	156075/30
NÚMERO DE ELEMENTOS	156.105	156.105	156.105	156.105
ORTOGONALIDAD	59.01	59.01	59.01	59.01
MODELO DE TURBULENCIA	k-OmegaSST	k-OmegaSST	k-OmegaSST	k-OmegaSST
CONVERGENCIA	SI	SI	SI	SI
TIEMPO DE SIMULACIÓN	50(s)	50(s)	50(s)	50(s)
TIEMPO DE CONVERGENCIA	17416(s)	14769(s)	13684(s)	15823(s)

Los datos mostrados fueron exclusivamente para la calibración del modelo numérico en el programa computacional OpenFOAM, para la Rápida del modelo físico. Cabe indicar que este Proyecto no se enfocó en la disipación de energía del cuenco disipador ni en la estructura de entrega.

El tiempo asumido de 50 segundos se debe a que es el tiempo adecuado para visualizar la formación del resalto hidráulico y garantizar la conservación de masa a la salida de la estructura.

COMPARACIÓN, VALIDACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Luego de obtener los resultados finales de la simulación numérica se procedió a la interpretación y validación de la información por lo que fue necesario asegurar en cada caso que el modelo converja en sus resultados. A través de la herramienta de posprocesamiento de OpenFOAM “ParaView” se obtuvieron las lecturas de los calados para realizar los cálculos de la velocidad.

En la Tabla No. 3 se tabularon los resultados de calado y velocidad al inicio y final de la rápida, obtenidos en el paquete computacional OpenFOAM para cada caudal simulado.

Tabla 3.- Resultados OpenFOAM para contorno liso

.RESULTADOS OpenFoam-CONTORNO LISO				
No.PRUEBA	CAUDAL TOTAL	SECCIÓN	CALADO	VELOCIDAD
	MODELO (l/s)	RÁPIDA 45°	(cm)	(m/s)
1	16	INICIO	0.90	4.44
		FIN	0.85	4.71
2	18.92	INICIO	1.13	4.19
		FIN	0.95	4.98
3	32	INICIO	1.69	4.73
		FIN	1.28	6.25
4	48	INICIO	2.35	5.11
		FIN	1.75	6.86

Respecto al modelo físico, en la Figura No. 4 se muestran las secciones de la estructura en las que se tomó la información:

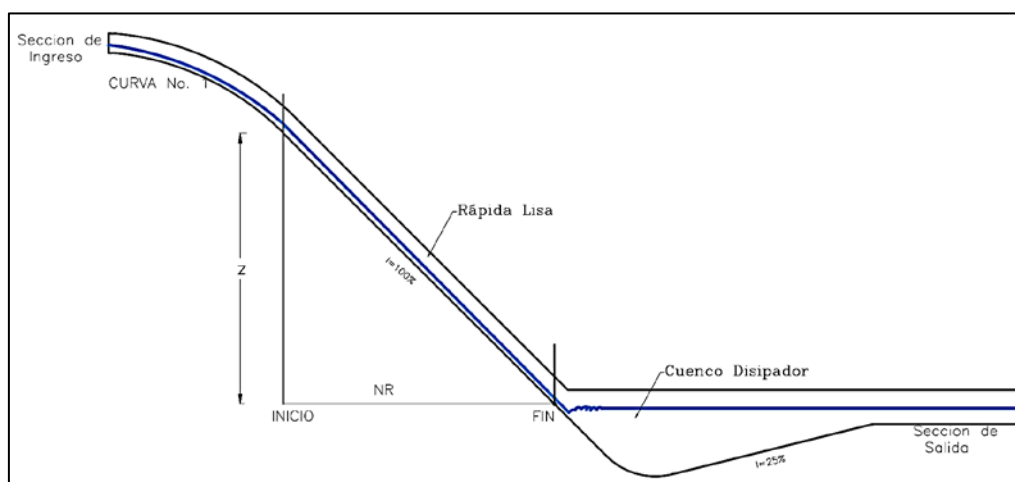


Figura 4.- Secciones del canal de fuerte pendiente (Rápida)

Finalmente, la Tabla No. 4 recopila la información de calado y velocidad para las secciones de inicio y final del canal de fuerte pendiente de los modelos físico y matemático.

Tabla 4.- Comparación resultados modelos físico y numérico

RESULTADOS CONTORNO LISO						
No.PRUEBA	CAUDAL TOTAL	SECCIÓN	MODELO FÍSICO		OpenFOAM	
	MODELO (l/s)	Rápida 45°	CALADO (cm)	VELOCIDAD (m/s)	CALADO (cm)	VELOCIDAD (m/s)
1	16	Inicio	0.80	5.13	0.90	4.44
		Fin	0.92	4.38	0.85	4.71
2	18.92	Inicio	1.30	4.62	1.13	4.19
		Fin	1.00	3.98	0.95	4.98
3	32	Inicio	1.84	4.32	1.69	4.73
		Fin	1.76	4.57	1.28	6.25
4	48	Inicio	2.60	4.60	2.35	5.11
		Fin	1.92	6.22	1.75	6.86

Con base en la información presentada se pudo establecer la validez de la modelación numérica realizada puesto que presenta valores razonables y adecuados. La desviación de resultados respecto al modelo físico puede explicarse por las siguientes razones:

1. La simulación numérica se realizó posteriormente a las modelaciones físicas que sirvieron como información para este proyecto de investigación.
2. La baja precisión de los instrumentos de medición hidráulica en los ensayos de modelación física.
3. La distribución de flujo no uniforme.
4. La apreciación visual en la lectura de calados ante flujos bifásicos (mezcla agua – aire) con elevados números de Reynolds en el canal de fuerte pendiente.
5. Presencia de flujo pulsatorio, y concentraciones de aire del orden del 90%

SIMULACIÓN DE UNA RÁPIDA CON FONDO RUGOSO

Para esta simulación numérica, se mantuvieron las condiciones de geometría, mallado, condiciones de frontera y modelo de turbulencia utilizados en la modelación con contorno liso, modificando únicamente el valor de rugosidad de fondo. Según la información técnica, se consideró adecuado establecer un valor de rugosidad de 0.53 mm equivalente a una lija N° 36 que puede ser utilizada en un modelo físico para contorno rugoso. Conociendo la altura de rugosidad de la lija se cambió en el programa el archivo “nut”

En la Tabla No.5 se muestran los parámetros utilizados en la simulación numérica para este caso y en la Tabla No.6 los resultados de calado y velocidad, para las secciones de estudio.

Tabla 5.- Características de la simulación para contorno rugoso

CARACTERÍSTICAS DE LA SIMULACIÓN PARA CONTORNO RUGOSO				
ESTUDIO	EPN (FASE A)2000			Haro&Jara, 2010
CAUDAL	Q=16 l/s	Q=32 l/s	Q=48 l/s	Q=18.92 l/s
TIPO DE MALLA	MIXTA	MIXTA	MIXTA	MIXTA
ELEMENTOS	HEXAEDROS Y PRISMAS	HEXAEDROS Y PRISMAS	HEXAEDROS Y PRISMAS	HEXAEDROS Y PRISMAS
HEXAEDROS/PRISMAS	156075/30	156075/30	156075/30	156075/30
NÚMERO DE ELEMENTOS	156105	156105	156105	156105
RELACIÓN DE ASPECTO(Máx)	9.93	9.93	9.93	9.93
ORTOGONALIDAD	59.01	59.01	59.01	59.01
MODELO DE TURBULENCIA	k-OmegaSST	k-OmegaSST	k-OmegaSST	k-OmegaSST
CONVERGENCIA	SI	SI	SI	SI
TIEMPO DE SIMULACIÓN	50(s)	50(s)	50(s)	50(s)
TIEMPO DE CONVERGENCIA	17572(s)	14467(s)	13273(s)	15924(s)

Tabla 6.- Resultados Openfoam para contorno rugoso

RESULTADOS OpenFoam-CONTORNO RUGOSO				
No.PRUEBA	CAUDAL TOTAL	SECCIÓN	CALADO	VELOCIDAD
	MODELO (l/s)	RÁPIDA 45°	(cm)	(m/s)
1	16	INICIO	1.13	3.54
		FIN	1.02	3.92
2	18.92	INICIO	1.29	3.67
		FIN	1.16	4.08
3	32	INICIO	1.88	4.26
		FIN	1.73	4.62
4	48	INICIO	2.54	4.72
		FIN	2.23	5.38

En las Figuras No. 5 y 6 se visualiza la variación tanto de la velocidad como del calado para el canal con fondo liso y el canal con fondo rugoso; notablemente se puede observar un aumento del calado para el canal rugoso pero una disminución de la velocidad media y por ende de la energía cinética de la masa de agua. Esto se visualiza tanto para la sección inicial de la rápida de fuerte pendiente como la sección final de la rápida.

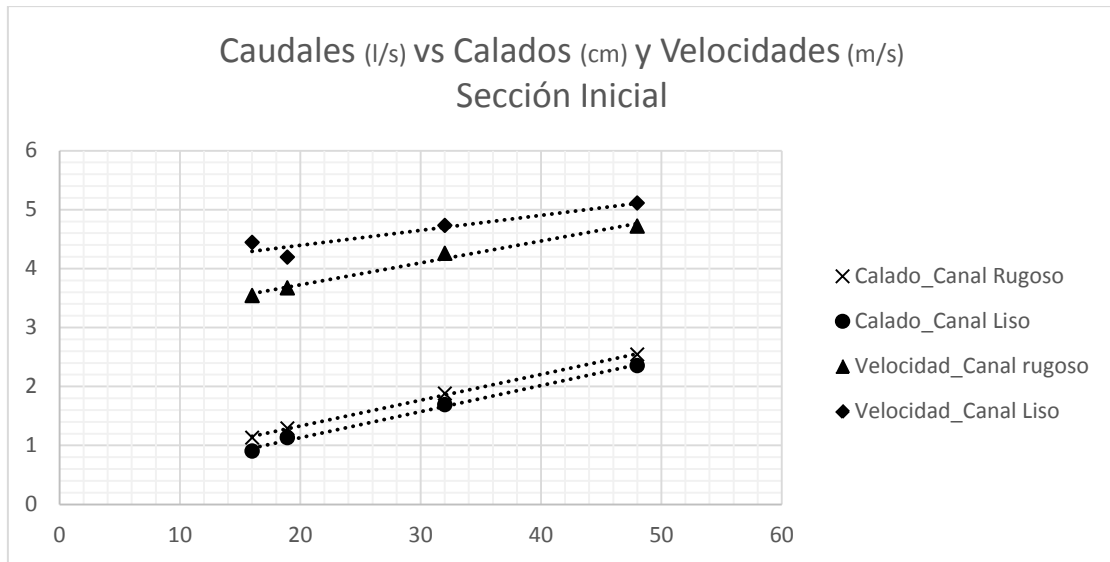


Figura 5.- Variación de la velocidad y del calado para el canal con fondo rugoso y liso, Sección inicial

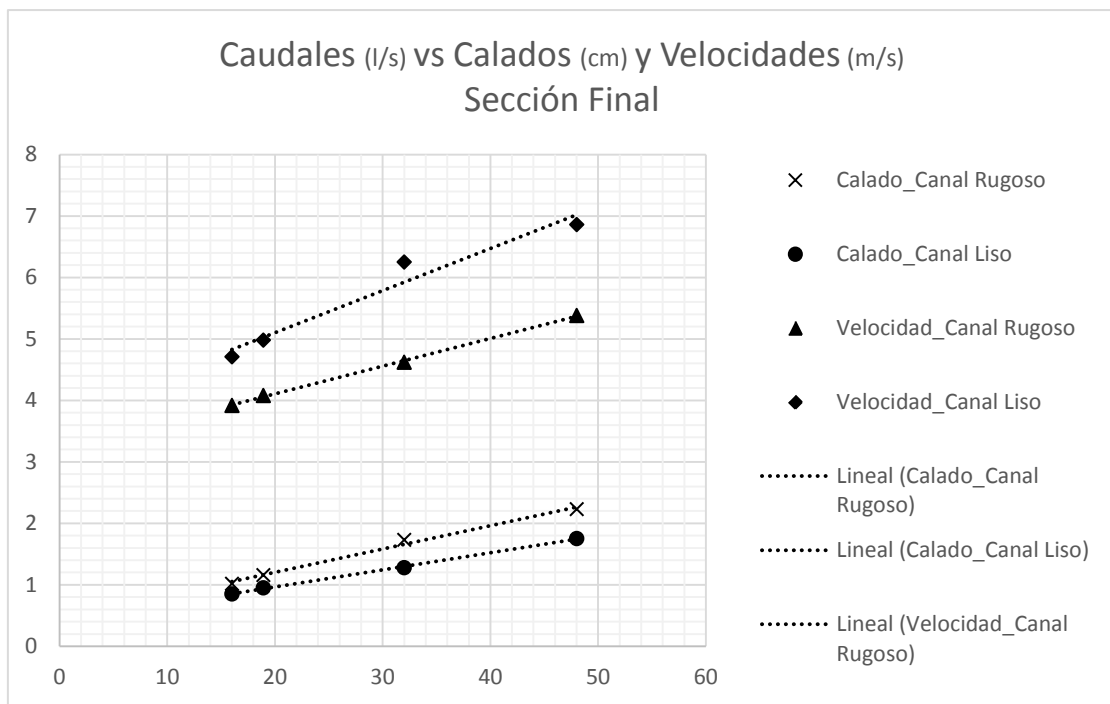


Figura 6.- Variación de la velocidad y del calado para el canal con fondo rugoso y liso, Sección final

En las Figuras No. 7 y 8 se pueden observar la variación de la velocidad tanto para el canal con fondo liso y el canal con fondo rugoso.

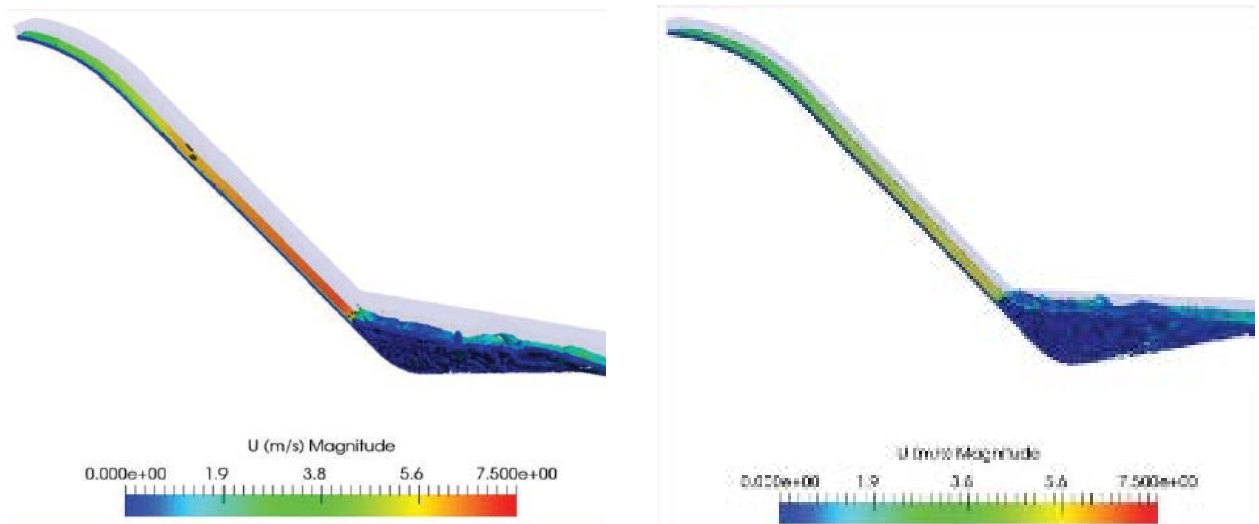


Figura 7.- Variación de la velocidad media i) Perfil liso ii) Perfil rugoso

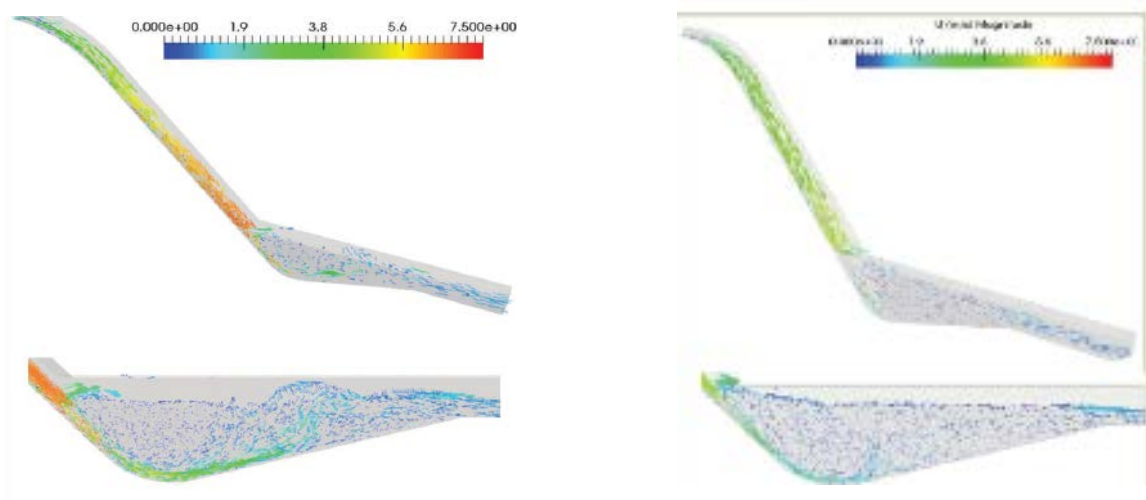


Figura 8.- Variación de los vectores velocidad i) Perfil liso ii) Perfil rugoso

CONCLUSIONES

La simulación numérica realizada en OpenFOAM ha sido calibrada y validada con los resultados obtenidos del modelo físico escala 1:25 que funciona con el criterio de similitud de Froude. Se logró simular un fenómeno complejo con introducción de aire y disipación de energía continua y con el modelo calibrado se consiguió evaluar la misma ráfida aumentando el coeficiente de resistencia al movimiento.

Los resultados obtenidos en el modelo físico se consideran razonables frente a la limitación de la toma de medidas en flujos con altas concentraciones de aire y flujos rápidos con inestabilidad de flujo y presencia de ondas.

En el análisis del incremento del coeficiente de rugosidad en el fondo del canal, la simulación numérica evidenció la disminución de velocidades del flujo en la ráfida y el respectivo aumento de calados en la misma lo cual se traduce en una disminución de la energía cinética y de la energía remanente a ser disipada al pie de la ráfida.

OpenFOAM es una herramienta útil y potente para la modelación de fenómenos hidráulicos en 3D que posee las ventajas de ser un software de código libre y permitir la creación y modificación de solvers. Este programa posee un alto nivel de confiabilidad por lo que ha sido calibrado y validado a nivel mundial.

***Agradecimiento.** Los autores agradecen al Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos (CIERHI-EPN) por la colaboración e información proporcionada.*

LISTA DE SÍMBOLOS

b: ancho del canal (m)

h: altura de pared del canal (m)

p: es la presión,

ρ : Densidad del fluido,

U : Vector velocidad,

τ : Tensor de tensiones turbulentas,

H: Energía

S_M: Fuerzas máscas,

S_E: Término fuente,

λ : Viscosidad volumétrica,

μ : Viscosidad dinámica

δ : Delta de Kronecker.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Annandale, G. W.** (2006). "Scour technology". *Mechanism and engineering practice*. McGraw-Hill.
- Carrillo, JM.** (2012) Trabajo fin de periodo formativo, Programa de Doctorado Medio Ambiente y Minería Sostenible, Grupo de Investigación en Ingeniería Hidráulica y Medio ambiental, Politécnica de Cartagena
- Carrillo, J.M.** (2014). "Metodología numérica y experimental para el diseño de los cuencos de disipación en el sobrevertido de presas de fábrica". *PhD Thesis*, Universidad Politécnica de Cartagena.
- Castillo, L. G. and Carrillo, J. M.** (2015). "Characterization of the dynamic actions and scour estimation downstream of a dam". *Proc. Int. Conf. Dam Protections against Overtopping and Accidental Leakage*. pp. 231-243. Madrid, Spain.
- Castillo, L. G., Carrillo, J. M. and Blázquez, A.** (2015). "Plunge pool mean dynamic pressures: a temporal analysis in nappe flow case". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 53, No. 1, pp. 101-118.
- Escuela Politécnica Nacional.** (2000). "Estudio en el Modelo Hidráulico de las Obras de Derivación y Desvío de la Quebrada el Batán, (Fase A)". *Departamento de Ciencia del Agua*.
- Haro & Jara.** (2010). "Análisis de Flujo Inestable y Autoaireado en Canales de Fuerte Pendiente", *Tesis de E.P.N.* Director Dr. Marco Castro Delgado, Quito, Ecuador.
- Hidalgo, M.** (2007). "Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas." *Quito: Departamento de Hidráulica-Escuela Politécnica Nacional*.
- Kobus, Helmut.** (1975). *Wasserbauliches Versuchswesen*, Mitteilungsheft N° 4. DVWW.
- Naudascher E.** (1991). *Hidráulica de Canales y Estructuras Hidráulicas*.
- Plúa F.** (2001). "Análisis del problema de disipación de energía al pie de una rápida," *Tesis de E.P.N.* Directora Ing. M.SC. Ximena Hidalgo, Quito, Ecuador.
- Rodi W.** (1993). *Turbulence Models and their Application in Hydraulics*. IAHR.

ESTUDIO DE LAS EFICIENCIAS DE CONDUCCIÓN, DISTRIBUCIÓN Y OPERACIÓN CUENCA DEL RÍO DIAMANTE - MENDOZA - ARGENTINA

Biondi, Roberto Alejandro¹ – González, María del Rosario²

1. Facultad Regional San Rafael, Universidad Tecnológica Nacional - Argentina
Departamento General de Irrigación. DGI. Mendoza - Argentina
Av. Gral. Urquiza 314 - 5600 - San Rafael - Mendoza - Argentina. Teléfono de contacto: 54 9 260 458 9856.
E-mail: rabiondi@agua.gob.ar – Web: <http://www.frsr.utn.edu.ar>

2. Departamento General de Irrigación. DGI. Mendoza - Argentina
J. A. Maza 298 - 5600 - San Rafael - Mendoza - Argentina. Teléfono de contacto: 54 9 260 451 9397.
E-mail: mgonzalez@agua.gob.ar – Web: <http://www.agua.gob.ar>

RESUMEN

Conocer las eficiencias de conducción, distribución y operación es imprescindible para realizar el balance hídrico de una cuenca. Los estudios previos en la cuenca del río Diamante abordaban solamente la eficiencia de conducción de algunos tramos de canales. Para la elaboración del balance hídrico, el Departamento General de Irrigación con la colaboración del Departamento de Ingeniería Civil de la UTN-FRSR, realizó un trabajo con mediciones de pérdidas por infiltración en canales de la zona. Para esto se relevaron la totalidad de los cauces existentes en ellas y los datos se volcaron a un S.I.G. Para aforar los cauces se utilizaron molinetes hidrométricos y sondas de flujo. Se empleó el método de entradas y salidas. Se relevaron secciones representativas de los cauces y se sacaron muestras de suelo del fondo para granulometría. Se utilizó la fórmula de Moritz para canales no normalizados. Se evaluó la eficiencia de operación en función de cinco indicadores. Para las unidades de manejo se obtuvieron valores de eficiencias de conducción de 53% a 99%, de distribución de 71% a 95%, y de operación de 91% a 99%. La eficiencia externa promedio de unidades de manejo fue de 68% y la eficiencia externa estimada para el sistema de riego del oasis fue de 66%.

ABSTRACT

Know about of transmission, distribution and operation efficiencies is essential to make a basin water balance. Previous studies in river Diamante's basin considered only the channels transmission efficiency in some portions of channels. The General Department of Irrigation with collaboration of Civil Engineering Department of UTN-FRSR performed a work with measurements of losses by infiltration in channels placed in the basin. So the data of all channels was loaded in a GIS. In the work were used hydrometrics turnstiles and flow probes. The input and output method was used. Sections representative of the channels were evaluated and soil samples were taken from the bottom for granulometric tests. Non-standardised channels Moritz's formula was used. The operation efficiencies were evaluated with five indicators. Were obtained values of transmission efficiencies from 53% to 99%, distribution efficiencies from 71% to 91% and operation efficiencies from 91% to 99%. The average obtained of management units's efficiencies was 68% and the external estimated efficiency for the oasis was 66%.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se enmarca en el Balance Hídrico de la Cuenca del Río Diamante. Esta cuenca se encuentra en la zona sur de la Provincia de Mendoza, República Argentina y la zona sistematizada para riego, que es el área de estudio para la determinación de la eficiencia externa, se ubica entre los 34° 30' y los 35° 45' de latitud

sur y entre los 67° 50' y los 68° 36' de longitud oeste. Dicha área, si bien pertenece a la zona sistematizada para riego del río Diamante, invade el área de la cuenca hidrográfica del río Atuel, por ello una parte de los colectores de drenajes y desagües existentes en la zona de riego del río Diamante son tributarios del río Atuel, ya que por las pendientes zonales drenan naturalmente hacia este.

Debido a la falta de datos actualizados y representativos del sistema de riego del río Diamante se realizan los estudios correspondientes para conocer las eficiencias de conducción, de distribución y de operación. El producto de estas tres eficiencias es la eficiencia externa que caracteriza el sistema de distribución de agua desde la captación en la fuente hasta la boca toma de las propiedades.

Los principales conceptos utilizados en este trabajo son: unidad de manejo y eficiencias de conducción, de distribución y de operación.

La unidad de manejo (UM) es un área bajo riego que depende de una única administración, el agua que se utiliza proviene de la misma fuente y es irrigada por un único cauce principal.

A los efectos de poder evaluar las condiciones de la red de conducción y distribución y también la gestión, operación y el mantenimiento de las mismas, se ha optado en analizar la eficiencia en los términos propuestos en el documento de Chambouleyron, J. (1977) teniendo en cuenta las consideraciones realizadas por Pedroza González e Hinojosa Cuéllar (2014) y Bos y Nugteren (1982).

Por lo tanto las pérdidas por conducción, distribución y administrativas son expresadas en términos de eficiencia y hacen referencia al porcentaje de agua efectivamente disponible respecto del total ingresado a un determinado sector. La eficiencia de conducción es la eficiencia que presenta la red de canales primarios y secundarios, la eficiencia de distribución es la eficiencia de los cauces terciarios y cuaternarios (hijuelas) y la de administración u operación es la eficiencia existente dentro de la UM debido a pérdidas que se dan por causas no estructurales (gestión, operación y mantenimiento). La eficiencia de conducción correspondiente a la red primaria no está incluida en la eficiencia dentro de la UM ya que esta red es la que entrega el agua en la bocatoma de los canales secundarios que son la conducción principal de las UM.

OBJETIVOS DEL TRABAJO

El objetivo principal de este trabajo es contar con información de base para poder realizar el balance hídrico de la cuenca que tiene una extensa área sistematizada para riego, aproximadamente 70.000 has. Como objetivos secundarios, pero no menos importantes, se destacan: a) Establecer una metodología de trabajo para poder obtener valores fiables de eficiencias en cauces de riego. b) Proponer una metodología para estimar la eficiencia de operación o administrativa. c) Contar con información clave para ser utilizada como herramienta en la toma de decisiones.

MATERIALES, MÉTODOS E INFORMACIÓN OBTENIDA

A. ESTUDIO DE EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN.

A.1. REVISIÓN DE ANTECEDENTES Y ACTUALIZACIÓN DEL SIG DE LA RED DE RIEGO.

Se evaluaron antecedentes de estudios locales realizados por el C.R.A.S., Sobrino, J.M. (1984) de pérdidas por infiltración en la red de riego de los ríos Diamante y Atuel y también se analizaron estudios regionales de determinación de Eficiencias de Conducción en la Red de Riego del Río Mendoza, Satlari, J. G. (2011).

Se efectuó la revisión sistemática y completa de la red de riego primaria, secundaria, terciaria y cuaternaria del río Diamante que se encontraba en un SIG, realizado a través del Proyecto “Plan Director de Ordenamiento de los Recursos Hídricos de las Cuencas de Mendoza”(2004). Luego de definir las Unidades de Manejo se determinaron las longitudes de cauces en cada una de ellas y su condición respecto a si se encuentran o no revestidos. Se computaron como tramos revestidos aquellos que aparecen en el SIG con la categoría de alcantarilla, sifón y puente canal. La información obtenida se encuentra ordenada en las Tablas 1, 2 y 3.

Para realizar el trabajo se utilizó el siguiente software: SIGs Arc-View 3.2 y QGIS 2.4.0 para el relevamiento del sistema de conducción y distribución del agua de riego y ubicación de obras de arte; planillas de cálculo Excel para actualizar y ordenar los datos y para efectuar los cálculos y las gráficas; Autocad 2010 para planos y dibujos.

En la Tabla 1 (tabla resumen) se han considerado la totalidad de los cauces existentes en el área sistematizada para riego del río Diamante, categorizados en función de la red a la que pertenecen y de la condición de encontrarse o no revestidos.

Tabla 1.- Resumen de Longitudes de la Red de Riego del Río Diamante

CAUCES DE LA RED DE RIEGO DEL RÍO DIAMANTE	LONG. TOTAL	LONG. REVESTIDA		LONG. SIN REVESTIR	
	[m]	[m]	[%]	[m]	[%]
Red Primaria	81.900	63.800	78%	18.100	22%
Red Secundaria	287.370	90.440	31%	196.930	69%
Red Terciaria	2.242.330	90.200	4%	2.152.130	96%
TOTALES ABSOLUTOS	2.611.600	244.440	9%	2.367.160	91%

En la Tabla 2 se analiza exclusivamente la Red Primaria, la que cuenta con tres cauces. El Canal Matriz Río Diamante (CMRD), cuyo nacimiento es en el Dique Galileo Vitali, el que luego se bifurca dando lugar al Canal Marginal Izquierdo (CMI) y al Canal Marginal Derecho (CMD).

Tabla 2.- Red Primaria se Distribución de Agua para Riego del Río Diamante

RED PRIMARIA DEL RÍO DIAMANTE	LONG. TOTAL	LONG. REVESTIDA		LONG. SIN REVESTIR	
	[m]	[m]	[%]	[m]	[%]
Canal Matriz Río Diamante	5.560	5.560	100%	0	0%
Canal Marginal Izquierdo	55.680	37.580	67%	18.100	33%
Canal Marginal Derecho	20.660	20.660	100%	0	0%
TOTAL RED PRIMARIA	81.900	63.800	78%	18.100	22%

En la Tabla 3 se encuentran los cauces de la red de distribución secundaria o canales y terciaria+cuaternaria o hijuelas. Estas redes tienen dos fuentes principales de alimentación, el agua del río y el agua proveniente de desagües, drenajes y vertientes.

Tabla 3.- Red de Distribución Secundaria y Terciaria+Cuaternaria del Río Diamante

UBICACIÓN DE LA DERIVACIÓN		LONGITUD DE CANALES [m]			LONGITUD DE HIJUELAS [m]		
	CAUCES UNID. DE MANEJO	TOTAL	REVEST.	SIN REV.	TOTAL	REVEST.	SIN REV.
	Margen Izquierda del Río Diamante	10.900	100	10.800	37.980	3.900	34.080
	Cl. Villa	10.900	100	10.800	37.980	3.900	34.080
	Derivado del Canal Matriz	5.950	4.760	1.190	51.840	760	51.080
	Cl. Serú Civit	5.950	4.760	1.190	51.840	760	51.080
	Derivados del Cl. Marg. Izquierdo	116.600	48.770	67.830	1.397.080	75.900	1.321.180
	Cl. Unif. Socavón-F.Marco	13.670	13.670	0	233.110	25.660	207.450
	Cl. Las Paredes	7.680	5.820	1.860	203.530	10.890	192.640
	Cl.Toledano	15.950	2.120	13.830	160.110	5.660	154.450
	Cl. Cerrito	15.320	7.100	8.220	177.130	5.970	171.160
	Cl. Pavez	15.080	5.660	9.420	103.590	5.890	97.700
	Cl. Salas	10.100	2.190	7.910	86.200	1.720	84.480
	Cl. C. Nacional	8.020	1.550	6.470	20.770	320	20.450
	Cl. Bombal	4.150	4.150	0	50.250	2.180	48.070
	Hij. N°1 Cl. Elena	-	-	-	5.180	20	5.160
	Hij. N°2 Cl. Elena	-	-	-	5.900	150	5.750
	Cl. Elena	5.880	70	5.810	118.750	2.240	116.510
	Cl. La Llave	8.650	1.490	7.160	61.090	780	60.310
	Cl. Sauce de las Rosas	1.630	1.630	0	34.130	240	33.890
	Cl. Matriz Goudge	10.470	3.320	7.150	137.340	14.180	123.160
	Derivados del Cl. Marg. Derecho	92.340	27.550	64.790	552.770	10.080	542.690
	Cl. Grande	8.590	3.360	5.230	68.410	1.890	66.520
	Cl. Sauce de la Leona	11.530	1.130	10.400	53.350	530	52.820
	Cl. Cortaderal	6.840	2.430	4.410	28.130	700	27.430
	Cl. R.C.González	7.770	420	7.350	43.020	1.590	41.430
	Cl. Cubillos	10.060	2.330	7.730	77.750	390	77.360
	Cl. R. Caída	11.430	2.530	8.900	65.800	1.270	64.530
	Cl. Gutierrez	8.520	3.220	5.300	50.470	350	50.120
	Cl. Vila	3.300	3.300	0	20.770	330	20.440
	CL. Day y Forte	4.490	1.460	3.030	47.430	530	46.900
	Cl. Ceja del Monte	11.730	5.880	5.850	74.960	2.320	72.640
	Cl. Barrutti y del Medio	8.080	1.490	6.590	22.680	180	22.500
	Abastecidos por desagües y drenajes	60.580	9.360	51.220	213.870	3.630	210.240
	Cl. Resolana	3.710	2.970	740	29.480	420	29.060
	Cl. Retamito e Hij. Española	11.900	4.690	7.210	37.050	360	36.690
	Hij. El Algarrobal	-	-	-	10.970	130	10.840
	Hij. Los Claveles	13.210	130	13.080	31.600	310	31.290
	Cl. Aº del Medio y C. del Torán	5.990	380	5.610	30.270	570	29.700
	Hij. La Morenina	-	-	-	4.000	60	3.940
	Cl. Matriz Vidalino	25.770	1.190	24.580	70.500	1.780	68.720
TOTALES		286.370	90.540	195.830	2.253.540	94.270	2.159.270

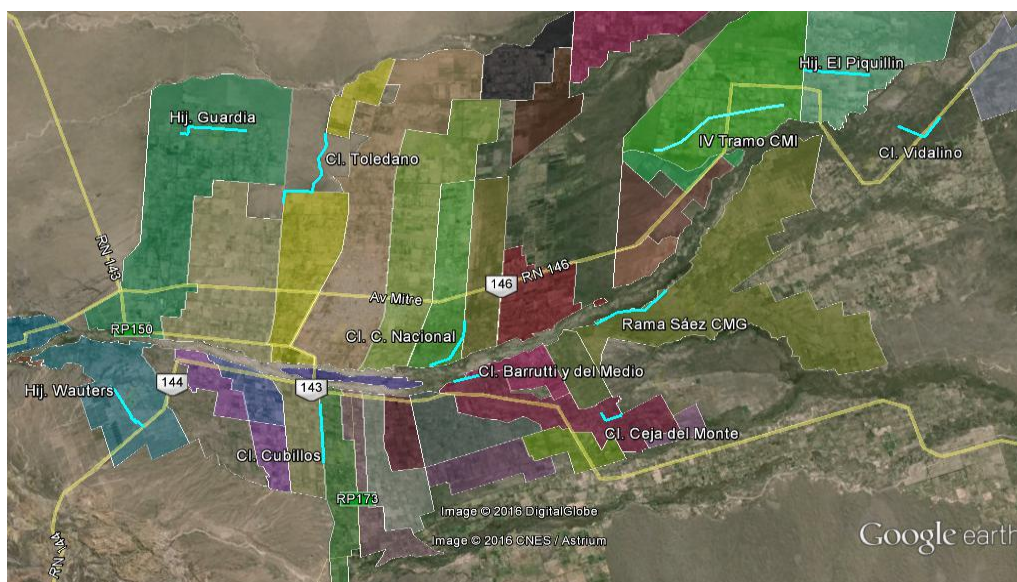
A.2. SELECCIÓN DE CANALES REPRESENTATIVOS

Por razones de tiempo y practicidad la evaluación de pérdidas por infiltración en canales no se realizó en todos los cauces, por lo que se debieron seleccionar algunos como representativos. Los criterios fueron fijados por las características físicas y las condiciones de operación de los tramos a aforar. También por la complejidad que existía para la práctica de los aforos y por la necesidad de contar con información repartida en toda la superficie de la cuenca. Referido a este último aspecto, se consideró a la cuenca dividida en seis sectores: sector superior margen izquierda del río, sector medio margen izquierda, sector inferior margen izquierda, sector superior margen derecha, sector medio margen derecha y sector inferior margen derecha. Se evaluaron tramos de gran longitud sin derivaciones para disminuir los errores de medición con molinete y para que las pérdidas tuviesen valores que no quedasen enmascaradas en los errores de medición.

Tabla 4.- Cauces utilizados para el cálculo de pérdidas por infiltración

CAUCE	SECTOR DE LA ZONA IRRIGADA	TRAMO [m]
Hijuela Guardia	Superior Margen Izquierda	2650
Canal Toledano	Superior Margen Izquierda	6140
Canal Cuadro Nacional	Medio Margen Izquierda	2850
Cl. Marginal Izquierdo- IV Tramo	Inferior Margen Izquierda	8200
Hijuela El Piquillín	Inferior Margen Izquierda	3750
Hijuela Wauters	Superior Margen Derecha	3450
Canal Cubillos	Superior Margen Derecha	3550
Canal Barruti y Del Medio	Medio Margen Derecha	1850
Cl. Matriz Goudge - Rama Saez	Inferior Margen Derecha	6160
Canal Vidalino	Inferior Margen Derecha	3000

En función de la metodología descrita se hizo la selección de distintos canales o hijuelas que fuesen representativos de todos los cauces y todas las zonas de la cuenca bajo riego. La ubicación de los cauces aforados se puede ver en la Figura 2.

**Figura 2.-** Ubicación de los tramos de cauce con evaluación de eficiencia de conducción

Se adoptó el método de entradas y salidas para determinar las pérdidas en los tramos seleccionados. Este método consiste en realizar la suma de todos los caudales que ingresan en un tramo y la resta de todos los caudales que egresan del tramo.

A.3. RELEVAMIENTO EN DETALLE DE LOS TRAMOS A AFORAR.

Se efectuó un relevamiento exhaustivo de los tramos a aforar en los cauces seleccionados para detectar pérdidas por compuertas en mal estado o por tomas clandestinas. También se relevaron los aforadores existentes de entradas y salidas para utilizarlos durante los trabajos de aforo.

En general el relevamiento de las secciones transversales, necesario para determinar la superficie de infiltración y la de evaporación, se hizo con los cauces fuera de servicio durante la época de corta. También se extrajeron muestras del suelo que constituye el fondo de algunos canales para realizar un análisis granulométrico. Se relevaron entre cuatro y diez secciones transversales en cada uno de los tramos de cauce estudiados.

Para la selección de estas secciones se tuvieron en cuenta: representatividad de la sección para el tramo considerado, facilidad para la posterior medición del tirante y condiciones de estabilidad de la sección. A los efectos del cálculo se trabajó como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5.- Determinación de la Superficie de Infiltración y Evaporación.

IV TRAMO C. MARG. IZQUIERDO - SUPERFICIE DE INFILTRACIÓN Y EVAPORACIÓN						
SECCION RELEVADA	P. MOJADO [m]	PROGRESIVA [m]	DISTANCIA [m]	ANCHO SUP. [m]	SUP. INFILTR. [m ²]	SUP. EVAP. [m ²]
1	5,16	0	0	4,45	0,00	0,00
2	5,01	1100	1100	4,23	5595,65	4774,00
3	5,65	2350	1250	5,42	6663,94	6031,25
4	7,58	3500	1150	7,05	7608,23	7170,25
5	4,91	4700	1200	4,45	7494,30	6900,00
6	4,88	5850	1150	4,41	5630,75	5094,50
7	5,29	7050	1200	5,03	6102,90	5664,00
8	5,31	8200	1150	4,90	6093,33	5709,75
SUPERFICIE TOTAL EN EL TRAMO					45189,09	41343,75

A.4 - AFOROS POR EL MÉTODO DE ENTRADAS Y SALIDAS Y MEDICIÓN DE TIRANTES.

Para determinar las pérdidas por infiltración en canales sin revestir, la forma más sencilla es realizar aforos entre secciones, suponiendo que no hay otro tipo de pérdidas. La diferencia entre el caudal de ingreso y el de egreso en un tramo considerado representa la pérdida por infiltración. Para efectuar los aforos se utilizaron para la medición de caudales dos molinetes hidrométricos SIAP-VEGLIA, dos sondas de flujo GLOBAL-WATER (minimolinete).

Las pérdidas de agua que se producen en los canales una vez que los mismos se encuentran en régimen están relacionadas con varios factores, entre otros la permeabilidad del fondo y los cajeros del canal, la carga hidráulica o tirante hidráulico medio, el perímetro mojado, las condiciones de vegetación en el entorno del cauce, la longitud del cauce, etc., según Sotelo Ávila, G. (2002).

Estas pérdidas se expresan comúnmente como: Caudal infiltrado por unidad de longitud, en m³/ s / km; Volumen por unidad de superficie de área mojada del canal y por unidad de tiempo, en m³/ m² / día; Caudal infiltrado con relación al caudal que conduce el canal por unidad de longitud, en tanto por ciento por km.

Si bien existe una evaporación desde la superficie libre del agua que circula por los cauces, las pérdidas por infiltración son las más importantes, siendo las pérdidas por evaporación despreciables frente a las primeras. Se realizó al cálculo y se observó que representa un 0,44 % del valor de la infiltración para el tramo seleccionado. En función del cálculo precedente es que se desprecia la influencia de la evaporación en el presente documento.

Dentro de los canales analizados existe un rango importante en los valores de infiltración por unidad de superficie obtenidos. Estos valores tan disímiles se deben a la diferencia de los suelos de los tramos de cauces evaluados. No obstante, como ya se ha dicho, se debe considerar que cada uno de los cauces se encuentran emplazados sobre distintos tipos de suelos, por lo que para la elección del coeficiente de pérdidas en los cauces de la red secundaria y terciaria de las distintas unidades de manejo se han

considerado las características de los suelos existentes en las mismas. El resultado de los aforos se presenta en la Tabla 6.

Tabla 6.- Resultado de aforos realizados en el sistema de riego

FECHA	CAUCE	CAUDAL INICIAL [L/s]	CAUDAL FINAL [L/s]	SALIDAS SUPERF. [L/s]	CAUDAL INFILTR. [L/s]	LONG. [km]	SUP. DE INFILTR. [m2]	INFILTR. POR UNID. DE SUPERF. [L/h/m2]	PÉRD. PORC. TRAMO [%]	PÉRD. PORC. POR Km [%/km]
13/05/2015	Cl. Toledano	371,4	135,1	0,0	236,3	6,14	13434,1	63,32	63,6%	10,36%
15/05/2015	VI Tramo C.M.I.	1575,7	1146,6	0,0	429,1	8,2	45189,1	34,19	27,2%	3,32%
25/05/2015	Cl. Vidalino	2116,0	2134,0	0,0	-18,0	3,09	14514,7	-4,46	-0,8%	-0,27%
29/05/2015	Hij. Wauters	120,3	78,9	5,0	36,4	3,45	6975,4	18,78	30,3%	8,77%
04/09/2015	Cl. Barrutti	204,8	167,9	5,0	31,9	1,85	3755,7	30,56	15,6%	8,42%
11/09/2015	Cl. Cuadro Nac.	1058,6	728,4	66,0	264,2	3,00	9336,4	101,88	25,0%	8,32%
18/09/2015	Cl. Cubillos	751,2	643,7	10,0	97,6	3,55	11476,3	30,61	13,0%	3,66%
25/09/2015	Hij. El Piquillín	356,5	196,2	0,0	160,3	3,75	8680,4	66,48	45,0%	11,99%
25/09/2015	Hij. Guardia	77,4	42,3	10,5	24,5	4,20	3801,2	23,24	31,7%	7,55%
16/10/2015	Cl. Vidalino	2046,5	2065,9	0,0	-19,4	3,09	14225,6	-4,91	-0,9%	-0,31%
11/11/2015	Cl. M. Guodge	509,0	453,1	0,0	55,9	6,16	8998,9	22,36	11,0%	1,78%

A.5. EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN.

A.5.1. DEFINICIÓN DE FÓRMULAS Y VALORES DE COEFICIENTES

Con los datos obtenidos se realizaron análisis de pérdidas por infiltración, relacionándolos con las características del fondo y los piques del cauce y con los tipos de suelos y los niveles freáticos de las zonas sobre las que se emplazan. Se trató de establecer la influencia de la vegetación de las márgenes pero no se pudo obtener conclusión al respecto.

Los cauces en general atraviesan suelos de distintas características que tienen distintas pérdidas por infiltración por unidad de superficie. Cuando se selecciona un tramo para hacer un ensayo no se analizan las pérdidas en la totalidad del canal, y las pérdidas y coeficientes que se obtienen corresponden al tramo estudiado para las condiciones propias en que se realizó el estudio.

En los cauces los caudales varían a lo largo del año, y además, en los canales secundarios también varían a lo largo del recorrido. Debido a que las eficiencias se calculan en términos de porcentaje se debe emplear el caudal promedio. Por ello, para el cálculo de la eficiencia como un valor promedio anual, se debieron tomar valores promedios de caudal.

En este trabajo se ha utilizado la Fórmula de Moritz [1] para canales no normalizados:

$$F = \frac{0.018 \times C \times B \times \sqrt{h}}{\sqrt[4]{\omega}} \left[\frac{m^3}{s \times km} \right] \quad [1]$$

Dónde: “F” [m3/s.km] es la pérdida por infiltración; “B” [m] es el ancho superficial del canal; “h” [m] es el tirante normal y “ω” [m2] es el área mojada. El valor del coeficiente “C” depende del tipo de terreno e indica la cantidad de m³ de agua perdidos por día por cada m² de superficie a través del perfil mojado del canal bajo análisis. Mediante esta expresión y con los valores medios de sección, tirante y ancho superficial de los tramos de canal se ha calculado la pérdida en m³/s.km.

Los valores del coeficiente “C” de Moritz [$\text{m}^3/\text{dia}.\text{m}^2$] adoptados para los cauces de la red de riego del río Diamante son los que corresponden, según la clasificación de Moritz, a suelos limo-arenosos, limo-arenosos sueltos, arenosos con grava y suelos de grava porosos. En particular suelos con pérdidas de 0.36 a 0.84 $\text{m}^3/\text{dia}.\text{m}^2$. Para los tramos revestidos con hormigón se adoptó el valor de 0.10 $\text{m}^3/\text{dia}.\text{m}^2$ dado por Moritz. En el documento elaborado por Sobrino, J.M. (1984), se citan pérdidas por infiltración promedio del orden de los 0.04 $\text{m}^3/\text{h}.\text{m}^2$, tomado sobre la base de estudio de seis canales secundarios.

Considerando el caudal medio y la pérdida por km de canal se obtuvo la tasa de pérdida promedio por km utilizando [2] donde: “Qf” es el caudal final; “Qi” caudal inicial y “Long” la longitud del tramo:

$$Tp = 1 - \left(\frac{Qf}{Qi}\right)^{(1/Long)} \quad [2]$$

Con esa tasa y considerando la longitud total del canal o cauce secundario, o la mitad de la longitud de las hijuelas o cauces terciarios y cuaternarios se ha calculado mediante la expresión [3] la eficiencia de conducción (canales) y de distribución (hijuelas).

$$Ef = e^{(-Tp \times Long)} \quad [3]$$

En las hijuelas se utiliza la mitad de la longitud porque, debido al funcionamiento del sistema, esa es la longitud que en promedio se encuentra en servicio (con agua) a lo largo del año.

A.5.2. CÁLCULO DE LA EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN (RED PRIMARIA Y SECUNDARIA)

Para el cálculo de la eficiencia de conducción de acuerdo a la denominación dada por Bos y Nugteren (canales de la red primaria y secundaria), se ha considerado la longitud total del cauce, porque en la operación el agua ocupa el cauce en forma permanente.

En cada una de las UM se trabajó con los datos de los cauces obtenidos del SIG en formato de planilla Excel con el detalle de los cauces por UM (Tabla 3).

Para obtener las tasas de pérdida, y posteriormente la eficiencia de conducción de los cauces de la red primaria y secundaria, se armó una planilla Excel con la siguiente información: nombre; longitud total, revestida y sin revestir; superficie servida; caudal promedio anual en bocatoma, en tramos revestidos y en tramos sin revestir; secciones hidráulicas, tirantes, perímetros mojados y anchos superficiales promedios de tramos revestidos y sin revestir, a esta planilla se adicionaron los coeficientes de pérdidas por unidad de superficie en tierra o coeficiente de Moritz obtenidos empíricamente. Con esta planilla y utilizando la expresión [2] se obtuvieron las tasas de pérdidas por unidad de longitud y luego, con la expresión [3], las eficiencias de los tramos revestidos y sin revestir. Los valores de eficiencias del 100% en los cauces secundarios sin revestir corresponden a aquellos cauces que van cargándose con agua de la freática.

La eficiencia de conducción del cauce completo se realizó mediante una ponderación en función de la longitud y el caudal. Los valores de eficiencia de conducción obtenidos con la metodología descrita se presentan en las Tablas 7 y 8.

Tabla 7.- Eficiencias de conducción de la Red Primaria.

CAUCES DE LA RED PRIMARIA	SUPERFICIE SERVIDA [has]	LONGITUD RED PRIMARIA [m]			EF. CONDUCCIÓN RED PRIMARIA		
		TOTAL	REVEST.	S/REVEST.	REVEST.	S/REVEST.	TOTAL
Cl. Matriz Río Diamante	62.554	5.560	5.560	0	99,78%	-	99,78%
Canal Marginal Izquierdo	45.733	55.680	37.580	18.100	98,40%	62,26%	95,14%
Canal Marginal Derecho	14.551	20.660	20.660	0	97,87%	-	97,87%
EFICIENCIA GLOBAL DEL SISTEMA PRIMARIO							95,59%

Tabla 8.- Eficiencias de conducción de la Red Secundaria.

UNIDAD DE MANEJO	LONG. RED SECUNDARIA [m]			TASA PÉRDIDAS		EF. CONDUCCIÓN		
	TOTAL	REVEST.	SIN REV.	REVEST.	S/REV.	REVEST.	S/REV.	POND.
Cl. Villa	10.900	100	10.800	0,0018	0,057	100%	53%	53%
Cl. Unif. Socavón-F. Marco	13.670	13.670	0	0,0009	-	99%	-	99%
Cl. Las Paredes	7.680	5.820	1.860	0,0022	0,019	99%	96%	98%
Cl. Toledano	15.950	2.120	13.830	0,0027	0,033	99%	63%	68%
Cl. Cerrito	15.320	7.100	8.220	0,0036	0,017	99%	87%	92%
Cl. Pavez	15.080	5.660	9.420	0,0018	0,033	99%	73%	83%
Cl. Salas	10.100	2.190	7.910	0,0028	0,026	99%	81%	85%
Cl. C. Nacional	8.020	1.550	6.470	0,0017	0,041	100%	76%	81%
Cl. Bombal	4.150	4.150	0	0,0023	-	99%	-	99%
Hij. N°1 Canal Elena	-	-	-	-	-	-	-	-
Hij. N°2 Canal Elena	-	-	-	-	-	-	-	-
Cl. Elena	5.880	70	5.810	0,0031	0,028	100%	85%	85%
Cl. La Llave	8.650	1.490	7.160	0,0019	0,031	100%	80%	83%
Cl. Sauce de las Rosas	1.630	1.630	0	0,0052	-	99%	-	99%
Cl. Matriz Goudge	10.470	3.320	7.150	0,0009	0,015	100%	90%	93%
Cl. Serú Civit	5.950	4.760	1.190	0,0023	0,047	99%	94%	98%
Cl. Grande	8.590	3.360	5.230	0,0036	0,056	99%	74%	84%
Cl. Sauce de la Leona	11.530	1.130	10.400	0,0019	0,051	100%	58%	62%
Cl. Cortaderal	6.840	2.430	4.410	0,0033	0,087	99%	67%	78%
Cl. R.C.González	7.770	420	7.350	0,0022	0,062	100%	63%	65%
Cl. Cubillos	10.060	2.330	7.730	0,0024	0,071	99%	57%	67%
Cl. R. Caída	11.430	2.530	8.900	0,0025	0,069	99%	53%	63%
Cl. Gutierrez	8.520	3.220	5.300	0,0024	0,081	99%	64%	77%
Cl. Vila	3.300	3.300	0	0,0035	-	99%	-	99%
CL. Day y Forte	4.490	1.460	3.030	0,0023	0,047	100%	86%	91%
Cl. Ceja del Monte + Hij. Vicuña	11.730	5.880	5.850	0,0017	0,035	99%	81%	90%
Cl. Barrutti y del Medio	8.080	1.490	6.590	0,0044	0,080	99%	58%	65%
Cl. Resolana	3.710	2.970	740	0,0039	0,085	99%	94%	98%
Cl. Retamito e Hij. Española	11.900	4.690	7.210	0,0032	0,035	99%	78%	86%
Hij. El Algarrobal	-	-	-	-	-	-	-	-
Hij. Los Claveles	13.210	130	13.080	0,0057	0,000	100%	100%	100%
Cl. A° del Medio y C. del Torán	5.990	380	5.610	0,0056	0,000	100%	100%	100%
Hij. La Morenina	-	-	-	-	-	-	-	-
Cl. Matriz Vidalino	25.770	1.190	24.580	0,0022	0,017	100%	78%	79%

A.5.3. CÁLCULO DE EFICIENCIA DE DISTRIBUCIÓN (RED TERCIARIA + CUATERNARIA).

Para el cálculo de la eficiencia de distribución (eficiencia de conducción en la red terciaria + cuaternaria), se ha utilizado, como ya se indicó, la mitad de la longitud máxima media de las conducciones terciarias y cuaternarias existentes dentro de la unidad de manejo. Esta longitud se ha calculado tomando la longitud total de red terciaria y cuaternaria en la UM dividiéndola por el número de derivaciones existentes en el canal secundario o número de hijuelas en la UM.

Se elaboró una planilla Excel con la siguiente información: nombre de la UM; longitud total, revestida y sin revestir de hijuelas; caudal promedio anual; secciones hidráulicas, tirantes, perímetros mojados y anchos superficiales promedios de tramos revestidos y

sin revestir; coeficientes de pérdidas por unidad de superficie para tramos revestidos y sin revestir definidos para cada UM según se ha explicado en A.5.1.

Con esta información se calcularon las pérdidas por unidad de superficie con la expresión [1] correspondientes a tramos revestidos y sin revestir para cada una de las hijuelas y en base a estos valores se obtuvieron las tasas de pérdidas por unidad de longitud a través de la expresión [2] y luego las eficiencias de los tramos revestidos y sin revestir mediante la [3]. Posteriormente la eficiencia de distribución de la UM se calculó, efectuando una ponderación en función de las longitudes de tramos revestidos y sin revestir. Los valores de eficiencias obtenidos se presentan en la Tabla 9.

Tabla 9.- Eficiencias de distribución en las UM (Red Terciaria + Cuaternaria)

UNIDAD DE MANEJO	LONG. DE HIJUELAS [m]			Nº HIJ.	RECOR. PROM.	TASA PÉRD.		EF. DISTRIBUCION		
	TOTAL	REV.	S/REV.			REV.	S/REV.	REV.	S/REV.	POND.
Cl. Villa	37.980	3.900	34.080	21	550	0,013	0,12	100%	94%	95%
Cl. Unif. Socavón-F.Marco	233.110	25.660	207.450	32	2.000	0,010	0,09	100%	85%	86%
Cl. Las Paredes	203.530	10.890	192.640	16	3.000	0,010	0,12	100%	70%	71%
Cl. Toledano	160.110	5.660	154.450	20	2.250	0,011	0,12	100%	76%	77%
Cl. Cerrito	177.130	5.970	171.160	37	1.550	0,021	0,11	100%	85%	85%
Cl. Pavez	103.590	5.890	97.700	37	1.400	0,017	0,12	100%	84%	85%
Cl. Salas	86.200	1.720	84.480	21	1.500	0,019	0,12	100%	83%	83%
Cl. C. Nacional	20.770	320	20.450	4	1.250	0,005	0,06	100%	93%	93%
Cl. Bombal	50.250	2.180	48.070	8	1.700	0,011	0,08	100%	87%	88%
Hij. Nº1 Canal Elena	5.180	20	5.160	1	2.590	0,006	0,05	100%	88%	88%
Hij. Nº2 Canal Elena	5.900	150	5.750	1	2.600	0,004	0,03	100%	93%	93%
Cl. Elena	118.750	2.240	116.510	7	4.250	0,004	0,04	100%	84%	85%
Cl. La Llave	61.090	780	60.310	8	2.250	0,005	0,05	100%	89%	89%
Cl. Sauce de las Rosas	34.130	240	33.890	4	2.250	0,011	0,09	100%	81%	81%
Cl. Matriz Goudge	137.340	14.180	123.160	9	4.000	0,005	0,05	100%	83%	85%
Cl. Serú Civit	51.840	760	51.080	17	1.250	0,012	0,13	100%	84%	84%
Cl. Grande	68.410	1.890	66.520	14	1.600	0,014	0,11	100%	83%	84%
Cl. Sauce de la Leona	53.350	530	52.820	15	1.250	0,018	0,13	100%	84%	84%
Cl. Cortaderal	28.130	700	27.430	12	900	0,026	0,18	100%	84%	84%
Cl. R.C.González	43.020	1.590	41.430	12	1.600	0,015	0,13	100%	81%	81%
Cl. Cubillos	77.750	390	77.360	27	1.150	0,026	0,21	100%	76%	76%
Cl. R. Caída+Hij. Salinas	65.800	1.270	64.530	27	700	0,035	0,28	100%	80%	80%
Cl. Gutierrez	50.470	350	50.120	16	1.100	0,017	0,15	100%	84%	84%
Cl. Vila	20.770	330	20.440	7	1.100	0,015	0,12	100%	87%	87%
CL. Day y Forte	47.430	530	46.900	5	1.750	0,006	0,05	100%	92%	92%
Cl. Ceja del Monte	74.960	2.320	72.640	18	1.400	0,014	0,14	100%	81%	82%
Cl. Barrutti y del Medio	22.680	180	22.500	6	1.250	0,015	0,15	100%	82%	82%
Cl. Resolana	29.480	420	29.060	5	1.600	0,011	0,11	100%	83%	83%
Cl. Retamito e Hij. Española	37.050	360	36.690	15	1.235	0,016	0,13	100%	84%	84%
Hij. El Algarrobal	10.970	130	10.840	1	4.000	0,007	0,05	100%	83%	83%
Hij. Los Claveles	31.600	310	31.290	13	1.200	0,020	0,23	100%	73%	73%
Cl. Aº d. Medio y C. d.Torán	30.270	570	29.700	5	1.750	0,016	0,12	100%	80%	81%
Hij. La Morenina	4.000	60	3.940	1	3.325	0,006	0,05	100%	83%	84%
Cl. Matriz Vidalino	70.500	1.780	68.720	9	2.250	0,008	0,03	100%	94%	94%

B. ESTUDIO DE LA EFICIENCIA ADMINISTRATIVA O DE OPERACIÓN

B.1. ANÁLISIS Y DEFINICIÓN DE LAS PRINCIPALES CAUSAS GENERADORAS DE LAS PÉRDIDAS ADMINISTRATIVAS.

En el documento de Pedroza González e Hinojosa Cuéllar (2014) se consideran dentro de las pérdidas que se producen en un sistema de riego, las pérdidas por operación. Las mismas involucran pérdidas por: mala programación, cambios de riegos, maniobras en los canales y pérdidas administrativas. Aquí se cita que las pérdidas por operación son

aceptables si son menores al 5% (Luján, 1992) y según el USBR, en los distritos de riego bien operados, estas pérdidas se encuentran entre un 5% y un 10%. Conceptualmente estas pérdidas representan las pérdidas administrativas citadas por Chambouleyron, J. (1977). Según la experiencia en la zona que nos compete, estas pérdidas administrativas poseen una importancia relevante por lo que es improcedente no computarlas.

B.2. SELECCIÓN DE INDICADORES PARA EL CÁLCULO DE LA EAD

Para calcular la eficiencia administrativa se seleccionaron cinco indicadores. Se considera que todos los indicadores tienen la misma importancia. Los indicadores seleccionados son:

- 1.- Número de tomas por cada tomero.
- 2.- Densidad de cauces en la UM.
- 3.- Superficie promedio de la parcela catastral.
- 4.- Número promedio de tomas por hijuela de distribución.
- 5.- Porcentaje de área urbanizada dentro de la UM.

B.3. CALIFICACIÓN DE LAS PÉRDIDAS ADMINISTRATIVAS.

Para poder valorar las eficiencias de operación o administrativas se tuvieron en cuenta los trabajos realizados en México en áreas bajo riego similares a la estudiada.

En función de los documentos ya citados, en especial el de Pedroza González e Hinojosa Cuéllar (2014), y la propia apreciación de los problemas en la zona bajo riego del Río Diamante, se han adoptado los siguientes rangos para calificar las pérdidas administrativas: pérdidas administrativas reducidas con valores menores al 4 %; pérdidas administrativas medias del 5% al 7%; pérdidas administrativas elevadas mayores al 7%. Considerando este nivel de pérdidas se adoptó un rango de eficiencia administrativa (Ead) que varía entre un máximo de 100% y un mínimo de 90%.

B.4. EVALUACIÓN DE LAS EFICIENCIAS ADMINISTRATIVAS EN CADA UM.

A los efectos de evaluar las pérdidas administrativas se elaboró una matriz con las UM y los indicadores. Cada uno de los cinco indicadores seleccionados en el punto 2 podían valorarse como: bastante positivo (++), algo positivo (+), neutro (o), algo negativo (-) y bastante negativo (--). En función de esta valoración las UM podían quedar calificadas entre 10(+), cuando en los 5 indicadores tenían (++), y 10(-) cuando en los cinco tenían (--), y todas las posibilidades intermedias. Para las UM con 10(+) se adoptó una pérdida administrativa despreciable de 0%, y para las que tenían un 10(-) una pérdida máxima de 10%. En la Tabla 10 se especifican los porcentajes de eficiencia a considerar en las UM en función de la valoración obtenida con los criterios indicados.

Tabla 10.- Porcentajes de Eficiencias Administrativas en función de la valoración obtenida.

Valoración	10 (+)	9 (+)	8 (+)	7 (+)	6 (+)	5 (+)	4 (+)	3 (+)	2 (+)	1 (+)	0	1 (-)	2 (-)	3 (-)	4 (-)	5 (-)	6 (-)	7 (-)	8 (-)	9 (-)	10 (-)
Ef. Adm. [%]	100	99		98		97		96		95		94		93		92		91		90	

Teniendo en cuenta lo indicado se armó una planilla de cálculo en donde se colocaron todas las UM de la zona de riego y para cada una ellas se cargó: Superficie con derecho; Longitud total de cauces; N° de parcelas; N° de hijuelas terciarias; Cantidad de tomeros afectados y Superficie urbanizada. Interrelacionando estas variables se calcularon los cinco indicadores para cada una de las UM, efectuándose posteriormente la valoración y definiendo a través de ésta la Eficiencia Administrativa según se indica en la Tabla 11.

Tabla 11.- Eficiencias Administrativas en las Unidades de Manejo.

UNIDADES DE MANEJO	Superficie c/derecho [ha]	INDICADORES					VALORACIÓN	EFICIENCIA ADMINISTR.
		1	2	3	4	5		
Cl. Villa	917,6913	-	--	--	+	--	6(-)	92%
Cl. Unif. Socavón-F.Marco	5992,836	o	-	-	-	o	3(-)	93%
Cl. Las Paredes	3727,0634	+	--	--	--	--	7(-)	91%
Cl. Toledano	3117,7467	o	--	--	--	--	8(-)	91%
Cl. Cerrito	5422,084	-	o	-	o	--	4(-)	93%
Cl. Pavez	3639,3612	--	o	-	+	--	4(-)	93%
Cl. Salas	1887,7852	--	--	-	+	--	6(-)	92%
Cl. C. Nacional	1787,7567	+	++	o	o	+	4(+)	97%
Cl. Bombal	1432,6297	o	o	o	+	+	2(+)	96%
Hij. N°1 Cl. Elena	410,3424	o	++	o	o	++	4(+)	97%
Hij. N°2 Cl. Elena	856,6641	o	++	o	--	++	2(+)	96%
Cl. Elena	4604,7713	+	+	o	--	++	2(+)	96%
Cl. La Llave	3515,2635	+	+	+	+	++	6(+)	98%
Cl. Sauce de las Rosas	752,8997	--	-	-	o	++	2(-)	94%
Cl. Matriz Goudge	8586,7587	++	++	++	o	+	7(+)	98%
Cl. Serú Civit	2269,8196	--	+	o	++	++	3(+)	96%
Cl. Grande	1650,3513	-	-	o	+	o	1(-)	94%
Cl. Sauce de la Leona	1408,4841	-	-	-	+	+	1(-)	94%
Cl. Cortaderal	682,4638	-	--	-	+	--	5(-)	92%
Cl. R.C.González	1296,3535	-	o	-	+	-	2(-)	94%
Cl. Cubillos	1511,7281	-	--	--	+	--	6(-)	92%
Cl. R. Caída	1190,5369	-	--	--	+	--	6(-)	92%
Cl. Gutierrez	1529,8226	-	o	-	+	-	2(-)	94%
Cl. Vila	762,4263	o	o	o	+	+	2(+)	96%
CL. Day y Forte	1579,7003	o	o	o	-	++	1(+)	95%
Cl. Barrutti y del Medio	648,1796	--	-	-	+	+	2(-)	94%
Cl. Ceja del Monte	2291,0966	o	o	o	+	+	2(+)	96%
Cl. Resolana	1806,0418	+	++	+	+	++	7(+)	98%
Cl. Retamito e Hij. Española	868,7727	o	--	o	++	++	2(+)	96%
Hij. El Algarrobal	427,8934	o	+	+	+	++	5(+)	97%
Hij. Los Claveles	1098,6943	-	-	o	++	++	2(+)	96%
Cl. A° del Medio y C. del Torán	574,8635	+	--	--	o	--	5(-)	92%
Hij. La Morenina	379,5334	o	++	++	++	++	8(+)	99%
Cl. Matriz Vidalino	3124,0147	--	o	o	+	-	2(-)	94%

C. CÁLCULO DE LA EFICIENCIA EXTERNA DE LAS UM.

La eficiencia externa (Eext) de cada UM está dada por el producto de las eficiencias de conducción, distribución y operación según la expresión [4].

$$E_{ext} = E_{co} \times E_{di} \times E_{ad} \quad [4]$$

Para calcular la eficiencia global del sistema y considerando que los caudales distribuidos son proporcionales a las superficies empadronadas, se ha efectuado una ponderación en función de esta superficie.

En la Tabla 12 se presenta un resumen con las eficiencias del sistema de riego.

Tabla 12.- Eficiencias externas de las UM y Eficiencia externa global del Sistema del Río Diamante

UNIDADES DE MANEJO CUENCA RÍO DIAMANTE	SUPERFICIE CON DERECHO	EFICIENCIA RED 2ª	EFICIENCIA RED 3ª y 4ª	EFICIENCIA ADMINISTR.	EFICIENCIA EXTERNA
Cl. Villa	917,6913	53%	95%	92%	46%
Cl. R. Caída	1190,5369	63%	80%	92%	47%
Cl. Cubillos	1511,7281	67%	76%	92%	47%
Cl. Toledano	3117,7467	68%	77%	91%	47%
Cl. Sauce de la Leona	1408,4841	62%	84%	94%	49%
Cl. R.C.González	1296,3535	65%	81%	94%	49%
Cl. Barrutti y del Medio	648,1796	65%	82%	94%	50%
Cl. Cortaderal	682,4638	78%	84%	92%	61%
Cl. Gutierrez	1529,8226	77%	84%	94%	61%
Cl. Las Paredes	3727,0634	98%	71%	91%	64%
Cl. Salas	1887,7852	85%	83%	92%	65%
Cl. Pavez	3639,3612	83%	85%	93%	66%
Cl. Grande	1650,3513	84%	84%	94%	66%
Cl. Elena	4604,7713	85%	85%	96%	69%
Cl. Retamito e Hij. Española	1806,0418	86%	84%	96%	70%
Cl. Matriz Vidalino	3124,0147	79%	94%	94%	70%
Hij. Los Claveles	1098,6943	100%	73%	96%	70%
Cl. Ceja del Monte	2291,0966	90%	82%	96%	71%
Cl. C. Nacional	1787,7567	81%	93%	97%	73%
Cl. La Llave	3515,2635	83%	89%	98%	73%
Cl. Cerrito	5422,084	92%	85%	93%	73%
Cl. A° del Medio y C. del Torán	574,8635	100%	81%	92%	74%
Cl. Sauce de las Rosas	752,8997	99%	81%	94%	76%
Cl. Matriz Goudge	8586,7587	93%	85%	98%	77%
Hij. N°2 Canal Elena	856,6641	-	82%	96%	79%
CL. Day y Forte	1579,7003	91%	92%	95%	79%
Cl. Unif. Socavón-F.Marco	5992,836	99%	86%	93%	79%
Cl. Resolana	868,7727	98%	83%	98%	80%
Hij. El Algarrobal	427,8934	-	83%	97%	80%
Hij. La Morenina	379,5334	-	84%	99%	83%
Cl. Vila	762,4263	99%	87%	96%	83%
Cl. Serú Civit	2269,8196	98%	88%	96%	83%
Cl. Bombal	1432,6297	99%	88%	96%	84%
Hij. N°1 Canal Elena	410,3424	-	88%	97%	85%
EFICIENCIA EXTERNA PROMEDIO DE LAS UNIDADES DE MANEJO					68%
PROMEDIO PONDERADO DE EFICIENCIA EXTERNA DE LAS UNIDADES DE MANEJO					69%
EFICIENCIA GLOBAL DE LA RED PRIMARIA					96%
EFICIENCIA GLOBAL DE LA RED DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DEL RÍO DIAMANTE					66%

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Las eficiencias de conducción (canales secundarios) en las UM se encuentran entre el 53%, valor extremo para un canal muy largo en suelo arenoso, y el 99% para un canal corto y completamente revestido. Existen dos cauces donde se consideró eficiencia de 100% porque los mismos tienen ganancia de agua de la freática. El promedio de Eco para los canales secundarios de las UM fue de 84%.

Las eficiencias de distribución (hijuelas de la red) en las UM tuvieron valores mínimos de 71% para hijuelas largas y máximos de 95% para hijuelas cortas. La Edi promedio fue de también de 84%.

La eficiencia de administración para las UM alcanzó un valor máximo del 99% en el caso particular de una UM sin canal secundario y valores mínimos de 91% para unas UM con gran longitud de hijuelas, parcelas pequeñas, bastante urbanizadas y con poco personal destinado a control y operación. El valor promedio de Ead fue de 95%.

Las eficiencias externas de las UM variaron entre el 46% y el 85% con un promedio de 68% y un promedio ponderado en función de la superficie de 69%.

La Eco de la red primaria que abastece a las UM fue del 96% y considerando este valor, la eficiencia global para la red de riego del río Diamante fue de 66%.

CONCLUSIONES

Las eficiencias de conducción y distribución son en general bajas, debido a que las soleras de los cauces no revestidos se corresponden en gran parte con suelos permeables o muy permeables y el porcentaje de cauces revestidos no es alto, siendo este valor un 32% en la red secundaria y sólo un 4% en la red terciaria y cuaternaria.

Las eficiencias de administración son bajas en las UM cercanas a los centros urbanos. Esto se debe a que se encuentran muy afectadas por la atomización de las unidades catastrales. Se pueden mejorar parcialmente con medidas no estructurales incorporando personal para la operación y el mantenimiento de la red. También se puede mejorar a través de inversiones, modificando la red de distribución.

Debido a que las pérdidas por infiltración en cauces dependen, entre otros factores, del tiempo de permanencia del agua en los mismos, al estar los cauces secundarios continuamente con agua en toda su longitud, conviene priorizar los revestimientos en ellos. En caso de efectuar revestimientos en hijuelas, conviene realizarlos en los tramos superiores de las mismas porque se encuentran en servicio durante más tiempo.

La evaporación desde la superficie libre de los cauces es irrelevante ya que no representa más del 0,5% de la infiltración que se produce en un cauce sin revestimiento.

Los indicadores utilizados para cuantificar la Ead se deben analizar en cada caso particular, ya que las ineficiencias en este aspecto pueden estar ligadas a diferentes causas. No obstante para las zonas de regadío de la provincia de Mendoza y otras similares estos indicadores son adecuados.

Se considera que la información obtenida de este estudio y de estudios similares en otras zonas de regadío son herramientas inestimables para priorizar inversiones en las redes de distribución de agua para riego.

RECOMENDACIONES

Mantener el SIG de la red actualizado en forma permanente.

Mejorar las secciones de aforo existentes y construir nuevas secciones para medir las pérdidas en forma sistemática, acción que permitiría el estudio tramo a tramo de todos los cauces en distintas épocas y la obtención de nuevas relaciones empíricas.

Utilizar los resultados obtenidos en este estudio para priorizar las obras de revestimiento dentro de la zona de riego.

Estudiar otros indicadores que permitan profundizar el análisis cuantitativo de la eficiencia administrativa.

LISTA DE SÍMBOLOS

UM:	unidad de manejo
SIG:	sistema de información geográfico
CMRD:	Canal Matriz Río Diamante
CMI:	Canal Marginal Izquierdo
CMD:	Canal Marginal Derecho
F :	pérdida por infiltración
T_p :	tasa de pérdida por unidad de longitud
E_f :	eficiencia
Eco:	eficiencia de conducción
Edi:	eficiencia de distribución
Ead:	eficiencia administrativa o de operación
Eext:	eficiencia externa

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chambouleyron, J.** (1977) Evaluación de la eficiencia de uso del agua de riego a nivel zonal. Mendoza, INCyTH – CRA, 1977 (*documento inédito*).
- Bos, M y Nugteren, J.** (1982) “On irrigation efficiencies”. *Publication 19 ILRI. Wageningen*, The Netherlands, International Institute for Land Reclamation and Improvement.
- Sobrino, J. M.** (1984) Infiltración en Canales de la Red Secundaria del Río Diamante en el Área Principal de Recarga. *Documento N° D-109 CRAS Serie Técnica*. Centro Regional de Agua Subterránea. San Juan.
- Satlari, J.G.** (2011) Infiltración y Erosión: sus efectos sobre la red de canales a partir de la regulación del río Mendoza. Universidad Nacional de Cuyo. Mendoza, 2011.
- Gobierno de Mendoza. Departamento General de Irrigación.** (2004) *Proyecto PNUD-FAO ARG/00/008* “Plan Director de Ordenamiento de los Recursos Hídricos de las Cuencas de Mendoza”. Argentina. Provincia de Mendoza.
- Sotelo Ávila, G.** (2002) Hidráulica de Canales. México, UNAM. Facultad de Ingeniería.
- Pedroza González, E. e Hinojosa Cuéllar, G.** (2014). “Manejo y distribución del agua en distritos de riego: breve introducción didáctica”. *P54 IMTA. Jiutepec, Mor.* Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

CÁLCULO DE ESFUERZOS Y SOBREPASOS SOBRE DEFENSAS DE COSTAS MEDIANTE EL MODELO IH-2VOF

Julio Cardini, Gimena Reguero, Sandra Acuña, Lucrecia González y Mauro Campos

Serman & asociados s.a.,
Pico 1641 – 5º Piso (1429) Buenos Aires, Argentina. 011-47032420
E-mail: cardini@serman.com.ar - Web: <http://www.serman.com.ar/>

RESUMEN

En el marco del proyecto de construcción de un camino y protección costera en la ciudad de Comodoro Rivadavia (Argentina), se realizó una modelización matemática con el objetivo de determinar los valores de trepada (run-up), caudal y velocidad de sobrepaso, y esfuerzos sobre la estructura, para diferentes parámetros de diseño medioambientales de la obra (niveles de agua y oleaje).

Se utilizó el Modelo numérico de dos dimensiones IH-2VOF, que resuelve el promedio de Reynolds de Navier-Stokes (RAN) en conjunción con un modelo de turbulencia k-ε algebraica no lineal. El modelo resuelve las ecuaciones de Volume-Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes (VARANS) en medios porosos.

La protección es una estructura integral, conformada por una coraza de bloques Seabees, subcapa, el núcleo y pie de apoyo, con un botaolas para reducir el sobrepaso de las olas y la afectación de la infraestructura adyacente.

El modelo matemático permitió obtener la distribución de los esfuerzos dinámicos totales máximos para oleaje regular e irregular. El esfuerzo total se computó integrando, para cada instante de tiempo, la presión en cada elemento de cálculo. Se obtuvo también la fuerza dinámica en sentido vertical sobre el botaolas, debido a la entrada de agua dentro de la base porosa de apoyo.

ABSTRACT

A mathematical modeling was carried out in order to determine the values of run-up, overtopping discharge and speed, and wave forces on a structure, for a project of a road and coastal protection in the city of Comodoro Rivadavia (Argentina), for different environmental design parameters (water levels and waves).

The two-dimensional numerical model IH-2VOF, which solves the Navier-Stokes Reynolds average (RAN) in conjunction with a non-linear algebraic k-ε turbulence model, was used. The model solves the equations of Volume-Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes (VARANS) in porous media.

The protection is an integral structure, made up of a armor of Seabees blocks, sub-layer, the core and foot of support, with a recurved wall to reduce the overtopping of the waves and the affectation of the adjacent infrastructure.

The mathematical model allowed to obtain the distribution of the maximum total dynamic forces for regular and irregular waves. The total effort was computed by integrating, for each time instant, the pressure in each calculation element. The dynamic force was also obtained vertically on the curved crown wall, due to the entry of water into the supporting porous base.

INTRODUCCIÓN

En el marco del proyecto de construcción de un camino y protección costera en la ciudad de Comodoro Rivadavia, provincia del Chubut, se realizó el diseño de una obra de defensa dispuesta en forma paralela al muro existente, de tal manera de proveer protección tras dicho muro. Se describe a continuación los cálculos efectuados para una de las variantes más complejas de defensa que fueron anteproyectadas. La defensa costera está destinada a reparar y mejorar en distintos sectores del frente expuesto a la acción del mar, el muro de paramento vertical existente. Así mismo, como utilización del terraplén que formará parte de la nueva protección costera, se previó conformar un camino de doble mano, paralelo al existente. El mismo será de uso vehicular como paseo costero, y peatonal, a través de la construcción de la vereda para tal fin, paralela al nuevo camino.

La protección diseñada se conforma por un pedraplén de piedra bocha, con gaviones del lado del mar, desarrollando un talud 1:1.5. Sobre dichos gaviones, se dispone la subcapa de apoyo de los Seabees, elementos que finalmente cierran la protección. Los mismos son premoldeados, y apoyan sobre un pie de hormigón fundado en la restinga. El coronamiento de la estructura lleva un premoldeado de hormigón armado con forma curva (botaolas) a fin de deflectar el oleaje incidente reduciendo el sobrepaso.

OBJETIVOS

Una vez definida la altura de ola de diseño, obtenida con los datos disponibles, se calcularon las dimensiones de los elementos de la coraza. La protección con elementos tipo Seabees, se basa en el cálculo de la unidad conjunta de superficie, siendo que dichos elementos trabajan aprovechando el contacto que se genera entre las unidades.

Se realizó una modelización matemática con el objetivo de determinar los valores de trepada (run-up), caudal y velocidad de sobrepaso (en los escenarios en que este proceso ocurre) y esfuerzos de presión sobre la estructura, para los diferentes parámetros de diseño medioambientales de la obra (niveles de agua y condiciones de oleaje).

MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizó el Modelo IH-2VOF (Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria - IH Cantabria, 2012(1)), el cual es un modelo numérico de dos dimensiones que resuelve el promedio de Reynolds de Navier-Stokes (RANS) en conjunción con un modelo de turbulencia k- ϵ algebraica no lineal (Losada et al., 2008) y (Lara et al., 2011).

IH-2VOF es el modelo más avanzado entre los de su categoría para el estudio de la interacción onda-estructura. Entre sus principales características destacan su capacidad para la simulación de todo tipo de estructuras marítimas a escala de prototipo o laboratorio, así como su capacidad para simular todo tipo de oleajes: oleaje regular, irregular, onda solitaria, etc.

En el desarrollo del modelo IH-2VOF, se ha prestado una especial atención a los procesos de generación/absorción del oleaje. Para ello se ha llevado a cabo la incorporación de un algoritmo matemático, basado en contornos móviles (moving boundaries) que permite simular el movimiento de la pala generadora del oleaje (pala dinámica) junto con un proceso de absorción del oleaje reflejado en las estructuras.

En medios porosos, el modelo resuelve para estos casos las ecuaciones Volume-Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes (VARANS) (Hsu et al., 2002).

La principal hipótesis del modelo IH-2VOF consiste en considerar que las ecuaciones RANS acopladas con un apropiado modelo de turbulencias (en este caso el modelo k- ϵ), pueden describir adecuadamente la evolución del flujo en medios porosos. Dada la compleja estructura de los materiales porosos, la resolución directa del flujo dentro de los poros, no es práctica. Por lo tanto, para agilizar el cálculo se integran las ecuaciones RANS sobre un volumen de control.

El tamaño del volumen promedio se elige de forma tal que sea mucho mayor a los tamaños típicos de los poros (escala microscópica), pero mucho menor a la escala del flujo, es decir, a la escala de las variaciones espaciales de las variables físicas involucradas en el cálculo.

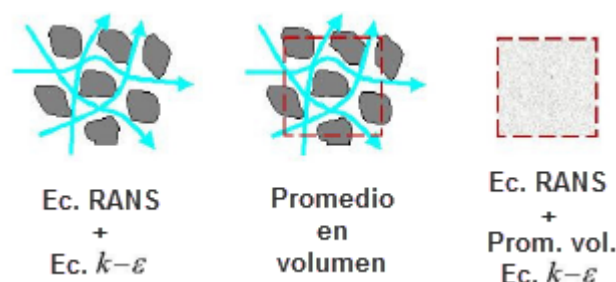


Figura 1.- Esquema ilustrativo del proceso de resolución del flujo en medios porosos.

La aplicación del modelo IH-2VOF para el estudio de interacción onda-estructura se centra en el análisis del sobrepaso (overtopping), trepada (run-up) y presiones que se desarrollan sobre la estructura de defensa.

En primer lugar se generó la malla computacional bidimensional con una extensión longitudinal de 325 m, aproximadamente la distancia de tres longitudes de la onda de diseño (con período $T = 12$ seg) y una altura de 19 m, suficiente para el ascenso del oleaje sobre el muro botaola. La discretización del dominio de cálculo consistió en la división de tres zonas a lo largo del eje horizontal. En la primera, y más alejada de la estructura (sobre el borde abierto del modelo), las celdas tienen aproximadamente 50 cm de longitud, en la zona intermedia 20 cm y en el sector donde se encuentra la estructura 10 cm. En la dirección vertical sólo se diferenciaron dos regiones, la que comprende el sistema de defensa, cuyas celdas tienen 10 cm de altura, y la zona que se encuentra por debajo de esta (la que contiene la batimetría), de 15 cm. En las figuras siguientes se presenta la malla gráficamente.

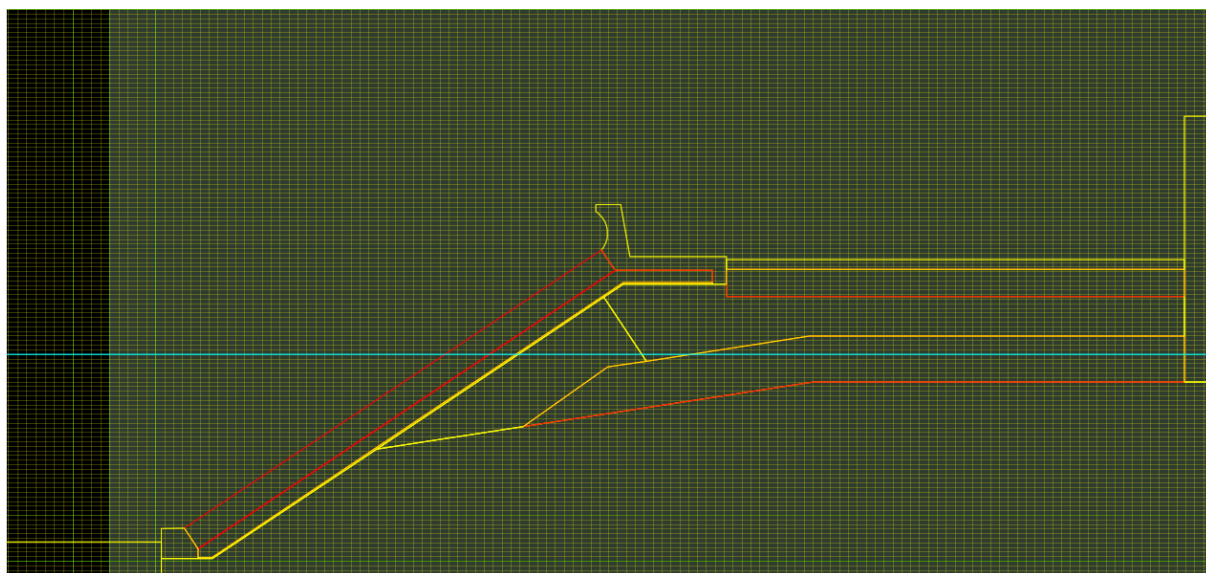


Figura 2.- Detalle de la zona de la estructura del dominio de cálculo.



Figura 3.- Dominio de cálculo.

El siguiente paso consistió en definir qué tipo de elementos componen la estructura de defensa. El modelo diferencia los elementos sólidos, para los cuales el oleaje no penetra, y los porosos. En base a esta clasificación y a los datos de diseño, los parámetros de Porosidad, Coeficiente lineal de fricción, Coeficiente no-lineal de fricción, Coeficiente de masa agregada y diámetro D_{50} para cada componente de la estructura fueron definidos sobre la base de información bibliográfica y recomendaciones de los autores del modelo (Universidad de Cantabria, 2012(2)).

Tabla 1.- Características de los distintos componentes de la estructura de defensa.

Elemento	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Tipo	Sólido	Poroso	Sólido	Poroso	Sólido	Sólido	Sólido	Poroso	Poroso	Sólido	Sólido	Sólido
Descripción	Suelo	Base	Núcleo	Base Granular	Pavimento	Geotubo	Botaola/Barranda	Subcapa	Seabees	Pie	Muro	Geotextil
Porosidad	---	0,1	0,2	0,1	---	0,1	---	0,35	0,4	---	---	---
Coef. lineal de fricción	---	200	200	200	---	200	---	200	200	---	---	---
Coef. no-lineal de fricción	---	0,8	0,8	0,8	---	0,8	---	0,8	1	---	---	---
Coef. de masa agregada	---	0,34	0,34	0,34	---	0,34	---	0,34	0,34	---	---	---
D_{50}	---	0,1	0,3	0,05	---	0,005	---	0,2/ 0,15	0,7	---	---	---

En la Figura 4 puede observarse un corte transversal de la estructura donde se indica cada elemento representado en el modelo IH-2VOF (Serman & asociados, 2013 (2)).

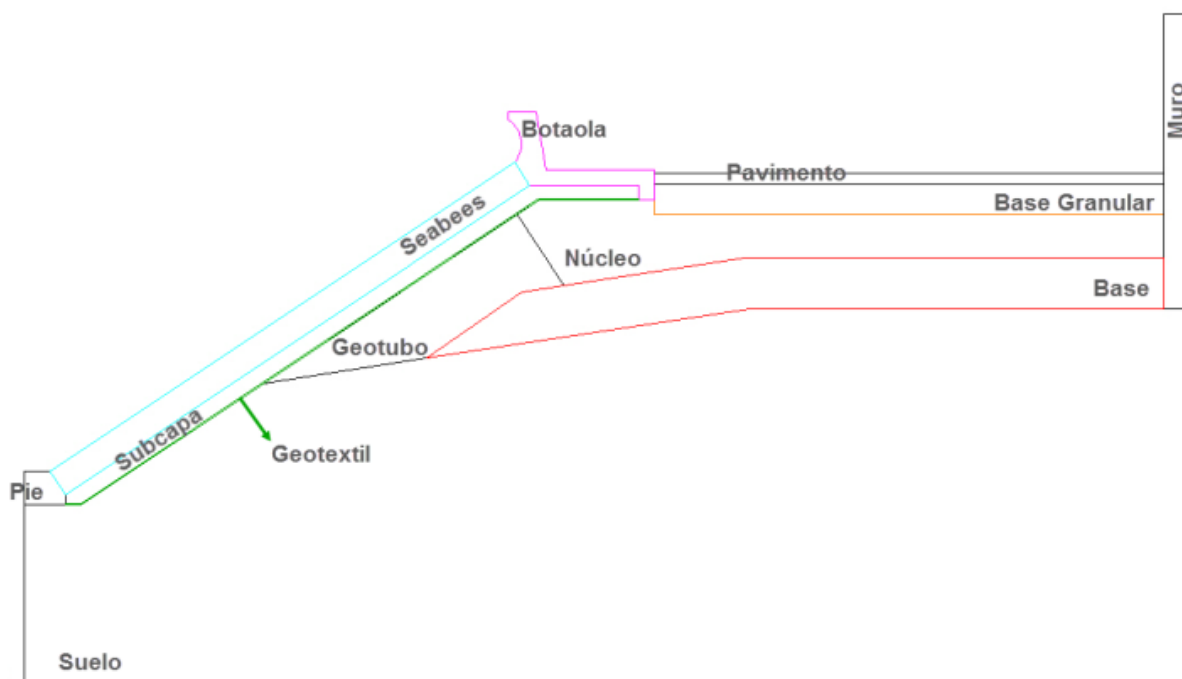


Figura 4.- Corte transversal de la estructura según anteproyecto.

Según las alturas de olas de diseño determinadas para los distintos perfiles representativos de cada sector de la defensa (ver Figura 5), se seleccionaron para las simulaciones tres de ellos (C, D y H), representativos del conjunto.

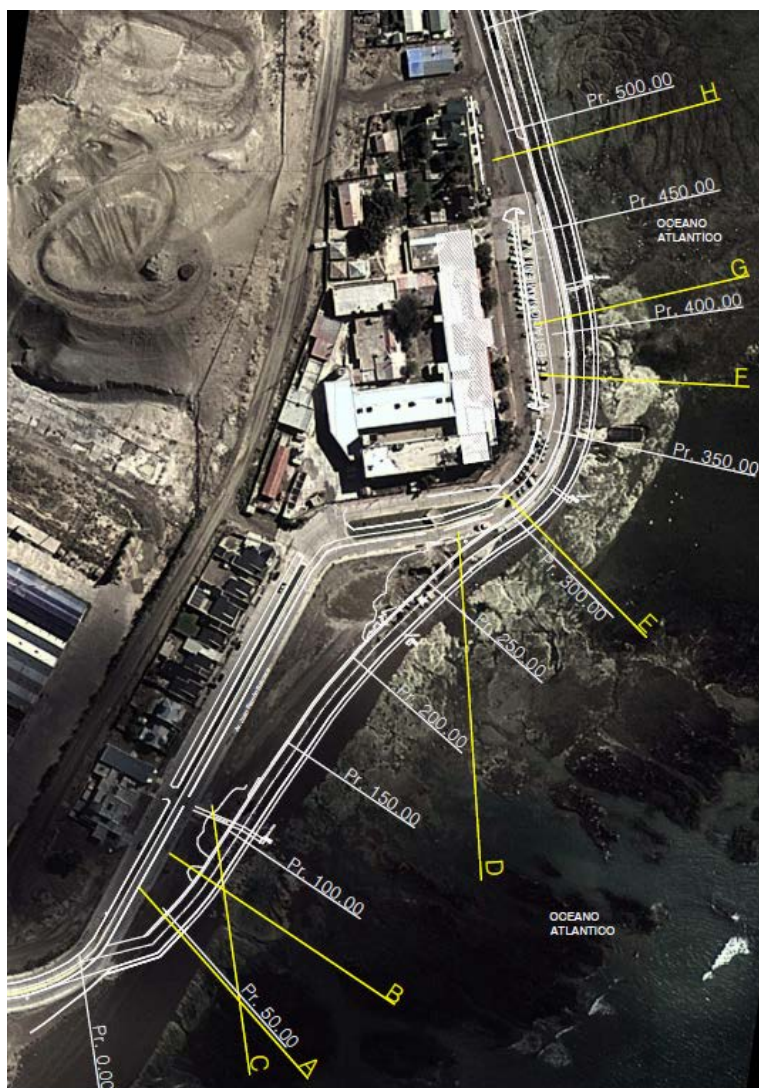


Figura 5.- Croquis indicativo de la sectorización inicial de la obra establecida en el cálculo del oleaje.

Para definir el nivel de diseño en función de los análisis medioambientales realizados (Serman & asociados, 2013 (1)), se ha adoptado una hipótesis razonable de superposición entre la marea astronómica, considerando una pleamar media de sicigias de 5,6 m (referida al plano de reducción que pasa a 3,14 m por debajo del nivel medio) que expresada respecto al cero de la tabla de mareas actual (que pasa 2,99 m por debajo del nivel medio) sería aproximadamente $5,60 - 0,15 \text{ m} = 5,45 \text{ m}$, y una sobreelevación de 1,05 m correspondiente a 50 años de recurrencia, resultando una altura de 6,5 m marea total referida al cero actual del SHN

Por otro lado, el modelo permite simular diferentes tipos de olas, que actúan como forzantes del sistema, entre las cuales se encuentran las ondas regulares y las irregulares. El IH-2VOF es un modelo que permite simular experiencias de laboratorios; razón por la cual cuenta con diferentes teorías para generar las ondas regulares que ingresan al sistema. Las ondas irregulares en cambio, permiten obtener resultados en un contexto más real.

En la Figura 6 se presenta un ejemplo de régimen oscilatorio regular y en la Figura 7 uno irregular, con una altura significativa (H_s o H_{mo}) igual a la altura de la ola regular.

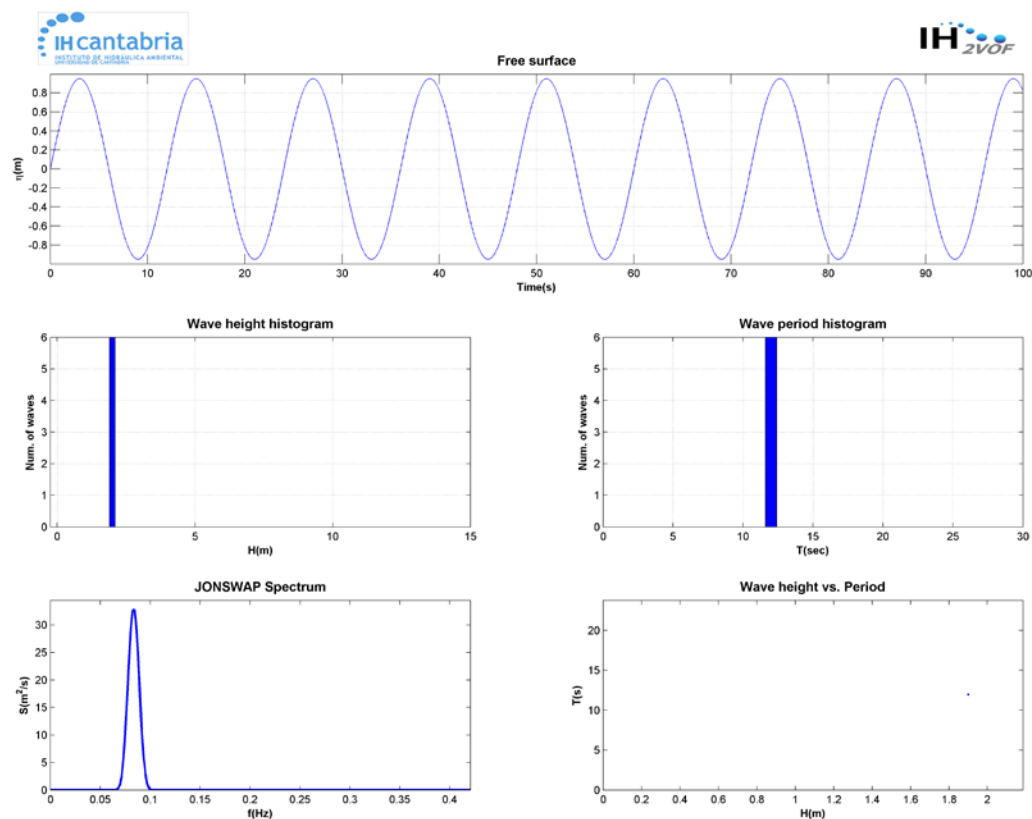


Figura 6.- Condición de onda regular, de $H = 1,9m$ para un nivel de marea en 5,45 m (al cero MOP) y 12 s de período.

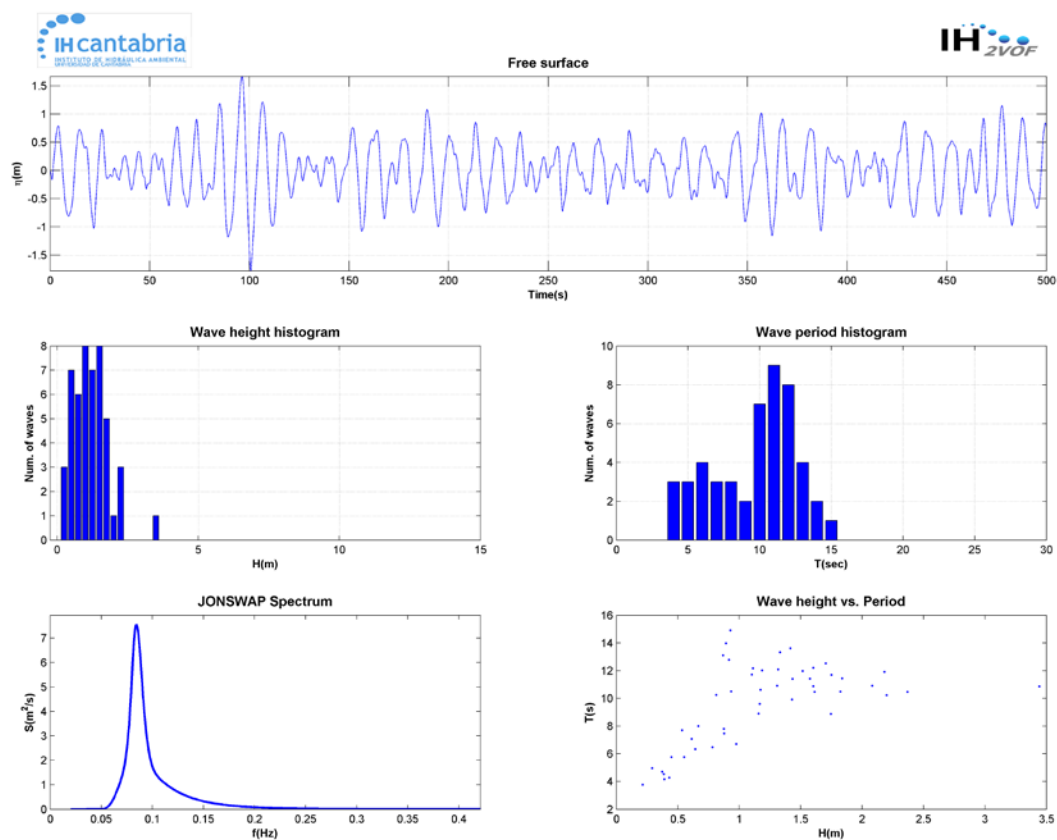


Figura 7.- Condición de onda irregular, de $H_{m0} = 1,9m$ para un nivel de marea en 5,45 m (al cero MOP) y 12 s de período.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Se consideró una ola de diseño $H_{dis} = 2,6$ m, nivel de agua de 5,45 m respecto del cero MOP (sin sobreelevación por marea meteorológica), y valores superiores con marea meteorológica, pendiente del talud (1V:1.5H) y porosidad de los Seabees 0.4. Se calcularon los valores máximos de run-up, caudales de sobrepaso y presiones ejercidas sobre la estructura de diseño en el sector con botaola. Los únicos casos en donde se produjo sobrepaso fueron los correspondientes con la condición de pleamar media de sicigia combinada con la sobreelevación por marea meteorológica.

Si bien es baja la probabilidad de que las olas superen al botaola, en las condiciones de diseño de ola rompiente con marea meteorológica y en momentos cercanos a la pleamar, ello ocurrirá. En el caso más desfavorable, la descarga media por sobrepaso correspondiente a la alternativa de ondas irregulares, es de unos $0,014 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Según los valores críticos de sobrepaso que propone el CIRIA/CUR (2007), el daño que causaría el rebase de la ola afectaría significativamente a los vehículos y a los peatones que se encontraran circulando por el lugar. En cambio al no superarse el valor límite de $0,05 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, para una protección revestida (Revetment Seawalls) con un camino por detrás, no se producirá daño estructural.

En la Figura 8 se presentan los valores de sobrepaso para distintos niveles de marea con su correspondiente clasificación según CIRIA/CUR (2007), observándose que para niveles de agua superiores a 6,35 m (MOP) la circulación de cualquier peatón no es segura. Para el caso de los vehículos resulta inseguro para manejar a cualquier velocidad cuando el nivel de agua del mar haya superado los 6,55 m (MOP).

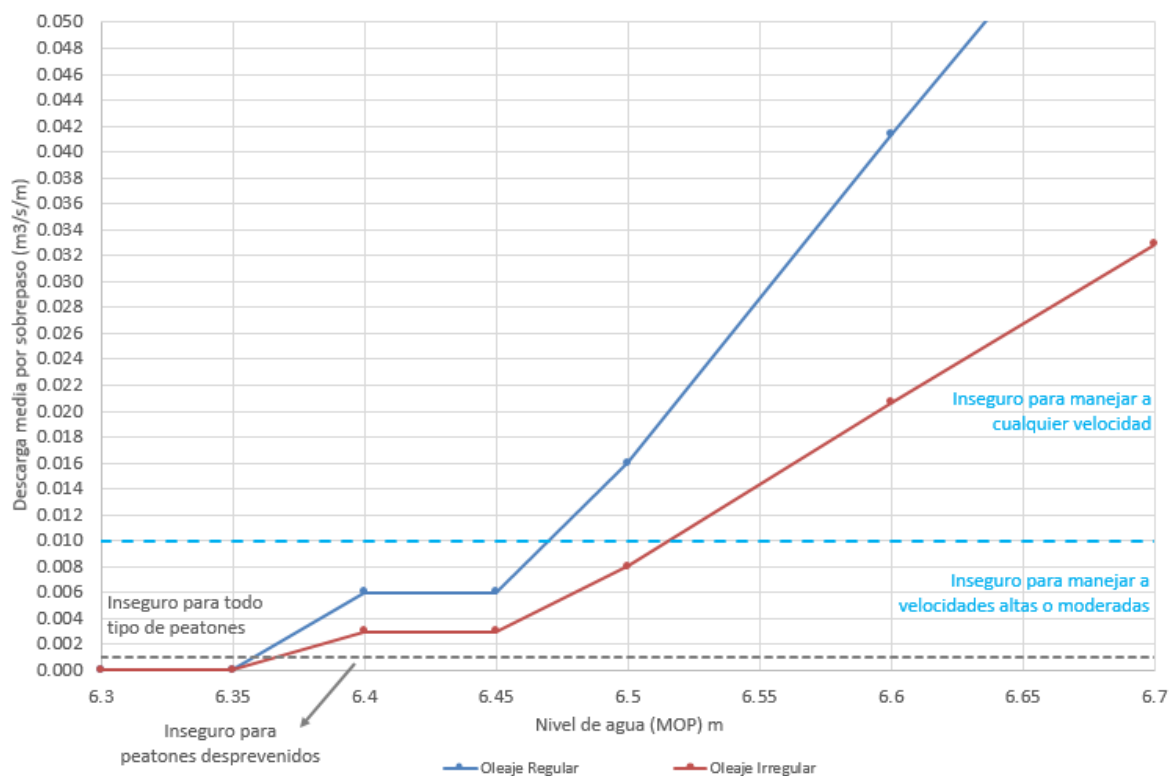


Figura 8.- Valores de sobrepaso para distintos niveles de marea y su clasificación según tipo (CIRIA/CUR).

En la Figura 9 se ilustra el resultado del análisis del sobrepaso sobre el botaola.

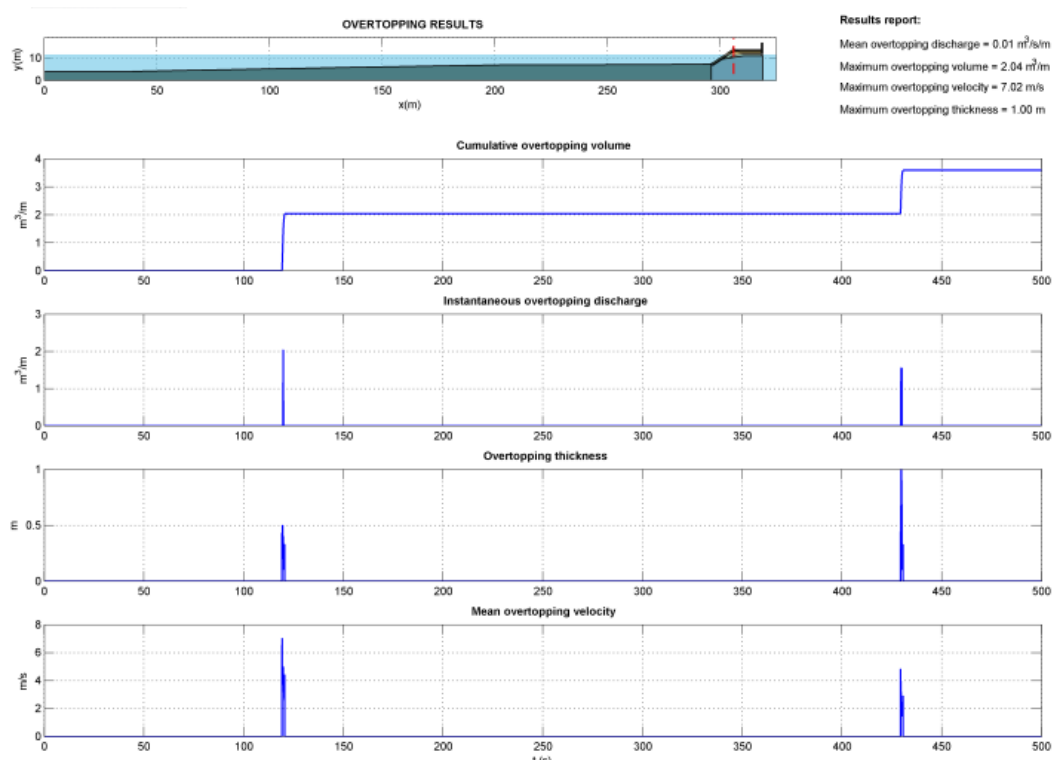


Figura 9.- Resultados del análisis de sobrepaso sobre el Botaola

Se calculó la fuerza que el agua ejerce sobre el botaola en la situación de diseño más desfavorable. Se obtuvieron las presiones dinámicas que actúan sobre la parte del botaola que da hacia el mar y sobre la que está en contacto con la subcapa, tanto para el oleaje regular como el irregular, presentándose los resultados en las Figuras 10 y 11.

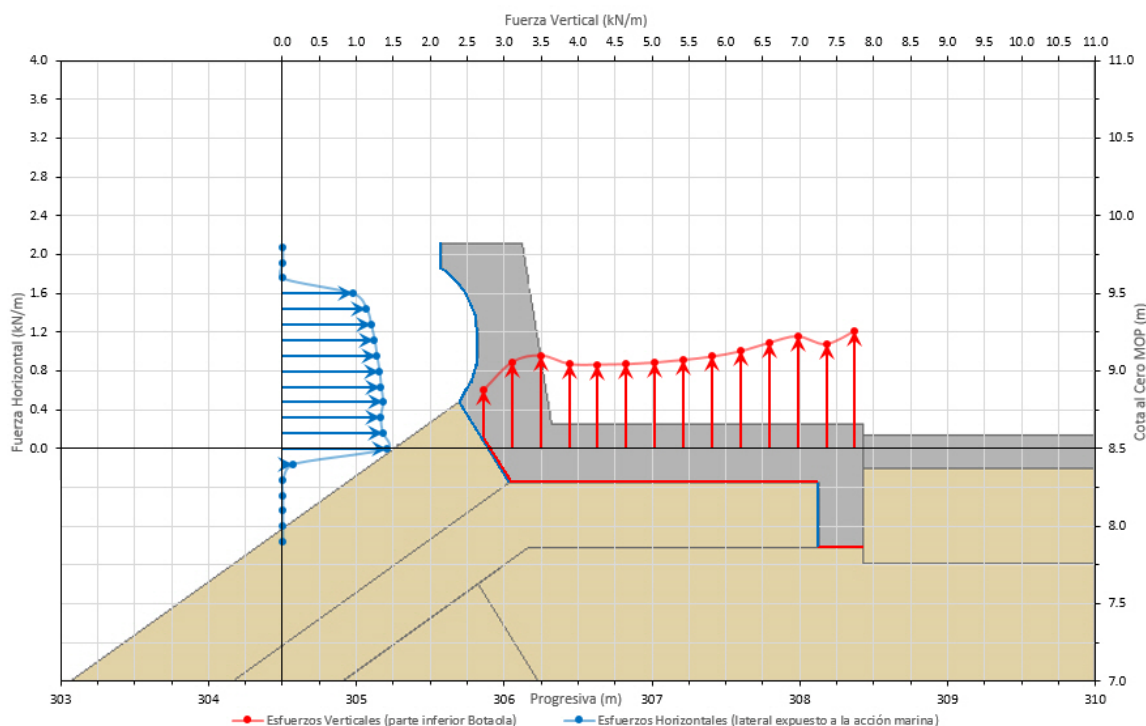


Figura 10.- Distribución de las presiones dinámicas máximas horizontales y verticales que actúan sobre el botaola, para un oleaje regular sobre el perfil “C” (progresiva 100), nivel de agua 6,5 m (MOP) y altura de diseño 2,6 m.

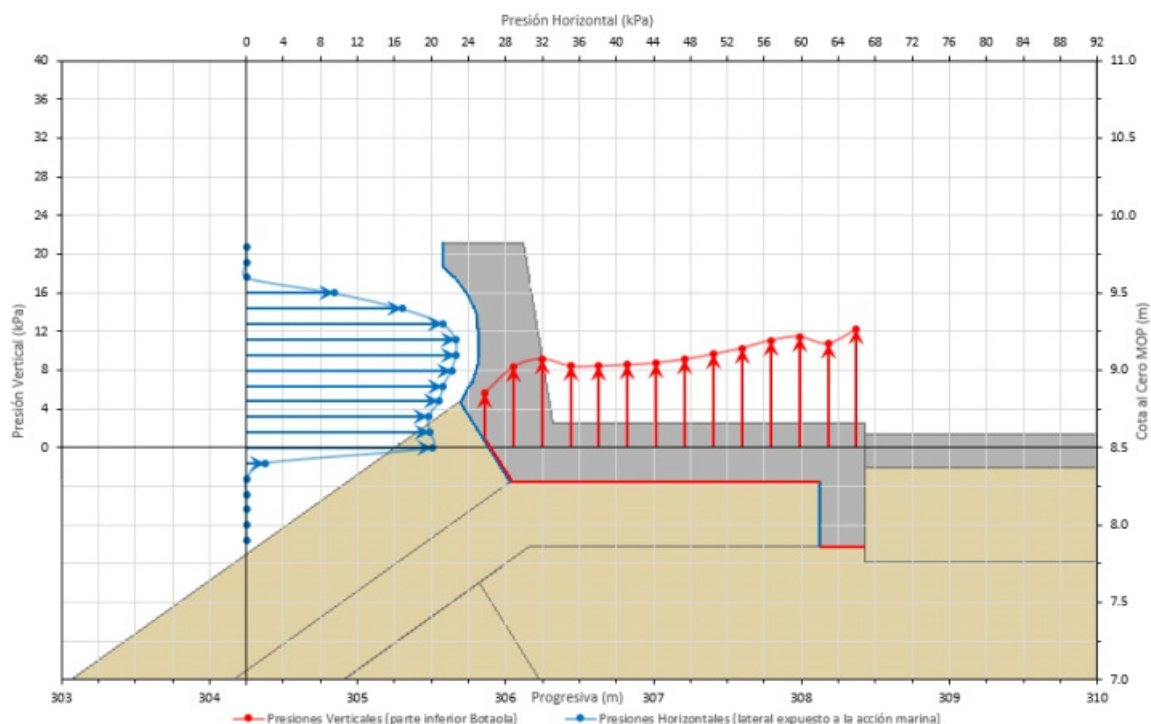


Figura 11.- Distribución de las presiones dinámicas máximas horizontales y verticales que actúan sobre el botaola, para un oleaje irregular sobre el perfil “C” (progresiva 100), nivel de agua 6,5 m (MOP) y altura de diseño 2,6 m.

La fuerza resultante máxima Horizontal para el caso de oleaje regular, ocurre en el instante 74,73 s de una corrida de 300 segundos totales, y es de 14,0 kN/m. Para ese mismo instante la fuerza resultante vertical es 4,36 kN/m, inferior a la máxima que ocurre en el segundo 172,91 y que es de 13,38 kN/m. Para el oleaje irregular se obtiene el mayor valor de esfuerzo total horizontal, de 21,88 kN/m, que acontece a los 119,03 s del total de la corrida (500 s). La fuerza máxima registrada en la vertical es del mismo orden que para el caso de olas regulares, 13,34 kN/m, y se observa en el instante 430,16 s.

Se presenta un ejemplo un diagrama instantáneo de presiones en un instante con sobrepaso en la Figura 12.

CONCLUSIONES

Un resultado relevante obtenido es que el caudal de sobrepaso para niveles de agua superiores a 6,35 m (MOP), hace insegura la circulación de peatones y de vehículos a alta velocidad. Por lo cual se debería asegurar el cierre de la circulación en el camino costero bajo las situaciones mencionadas.

En cuanto a los esfuerzos sobre la estructura botaola, la metodología de modelización matemática empleada genera datos de suma utilidad para su diseño, y resulta muy flexible para representar cualquier tipo de estructura costera, complementando los tradicionales cálculos mediante formulaciones semiempíricas, especialmente en casos cuya geometría no es analizada en la bibliografía especializada.

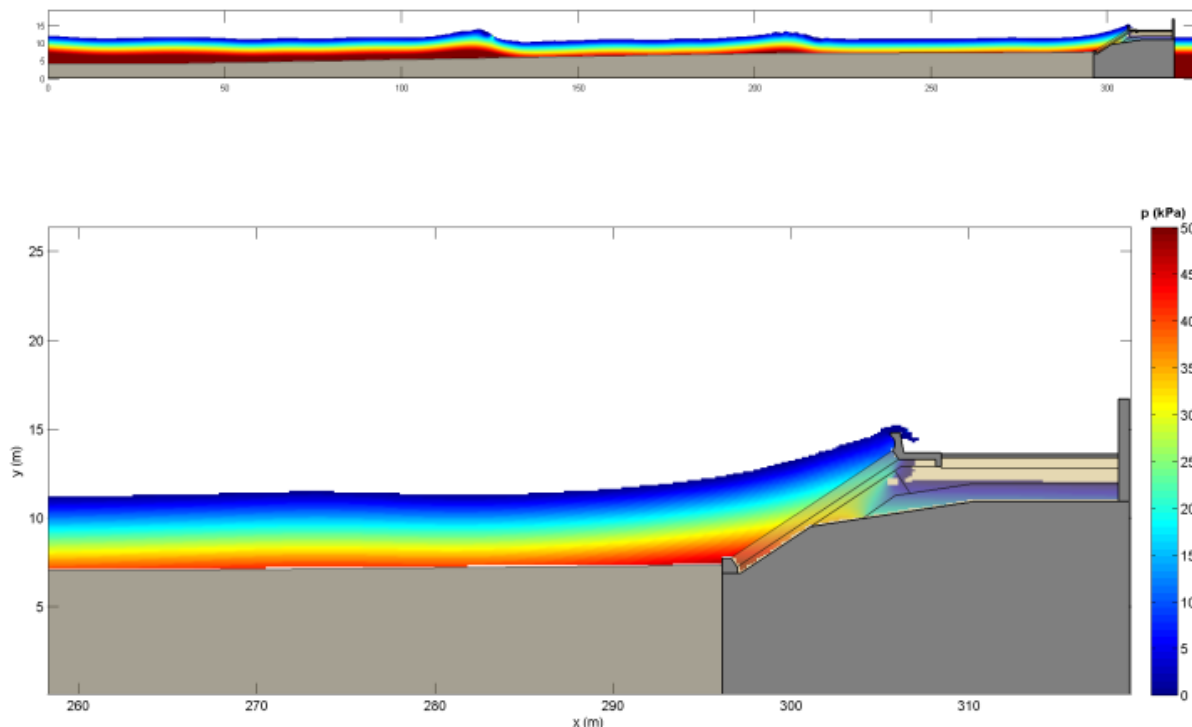


Figura 12.- Perfil de presiones a $t = 119,60$ segundos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CIRIA/CUR (2007). “The Rock Manual (C683)”

Hsu, T.-J., Sakakiyama, T., Liu, P.L.-F. (2002). A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. *Coastal Engineering*, 46: 25-50.

Lara, J.L., Ruju, A., Losada, I.J. (2011). RANS modelling of long waves induced by a transient wave group on a beach. *Proc. of the Royal Society A-Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 467 (2129), 1215-1242.

Losada, I.J., Lara, J.L., Guanche, R., Gonzalez-Ondina, J.M. (2008) “Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters” *Coastal Engineering*. 55, pp 47-62

Serman & asociados S.A. (2013(1)). “Memoria de Cálculo, Parámetros de Diseño Medioambientales, Construcción de Muro y Camino Costero en Zona de Hospital Alvear – Km 3, Comodoro Rivadavia”.

Serman & asociados S.A. (2013(2)). “Memoria de Cálculo, Trepada de la Ola y Sobrepaso, Construcción de Muro y Camino Costero en Zona de Hospital Alvear – Km 3, Comodoro Rivadavia”.

Universidad de Cantabria, Instituto de Hidráulica Ambiental (2012(1)). “Mathematical Formulation of IH-2VOF, Version 1.0.”

Universidad de Cantabria, Instituto de Hidráulica Ambiental (2012(2)). “Coral Mesh Generator of IH-2VOF, Version 1.0.”

EFICIENCIA ENERGÉTICA EN SISTEMAS DE PROVISIÓN DE AGUA CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Cencha, Marcelo Jesús

Dirección de Sistemas de Provisión de Agua, Ministerio de Infraestructura y Transporte, Santa Fe.

Av. Alte. Brown 4751 - CP 3000.

E-mail: marcelocencha@gmail.com - Web: <http://www.santafe.gov.ar>

RESUMEN

Un sistema de agua potable está formado por el conjunto de obras, equipos y servicios destinados al abastecimiento de agua potable de una comunidad para fines de consumo doméstico, servicios públicos, consumo comercial, industrial, y otros usos. El agua suministrada debe, siempre que sea posible, ser de una adecuada calidad física, química y bacteriológica y provista en cantidad suficiente.

En este trabajo se presenta como caso de estudio el funcionamiento de un acueducto en particular, la recopilación y relación de los datos operativos permiten tomar conciencia de la energía y los costos asociados a la producción y distribución del agua potable.

Además permite contar con índices estimativos con base en datos empíricos, que sirven para la visualización de órdenes de magnitud, de consumos estimados futuros y las posibilidades de ahorro de energía.

Para conseguir un mayor grado de eficiencia energética, es preciso tener en cuenta todo el proceso para aprovechar todas las oportunidades de mejora y priorizarlas correctamente.

Se obtienen mejoras, considerando como ejes a desarrollar para conseguir el funcionamiento sostenible y eficaz de los sistemas:

- Impacto Social y Uso Racional
- Gestión de fugas.
- Dispositivos de control y gestión de presiones.
- Sistemas de bombeo y gestión de la energía.

ABSTRACT

A potable water system consists of a set of works, equipment and services for the supply of drinking water of a community for purposes of domestic consumption, public services, commercial, industrial and other uses. The water supplied must, whenever possible, be of adequate physical, chemical and bacteriological quality and provided in sufficient quantity.

In this work the study of the operation of a particular aqueduct is presented as a case study, the compilation and relation of the operational data allows to become aware of the energy and costs associated with the production and distribution of drinking water.

In addition, it allows to have estimative indexes based on empirical data, which serve for the visualization of orders of magnitude, future estimated consumption and the possibilities of saving energy.

To achieve a greater degree of energy efficiency, it is necessary to take into account the whole process to take advantage of all opportunities for improvement and prioritize them correctly.

Improvements are obtained, considering as axes to be developed to achieve the sustainable and efficient operation of the systems:

- Social Impact and Rational Use
- Leak management.
- Pressure control and management devices.
- Pumping and energy management systems.

1 INTRODUCCIÓN

De los recursos naturales, el agua es sin duda, el más vital de ellos. Hoy en día es fundamental contar con la disponibilidad y calidad suficiente de agua limpia. Desde Julio de 2010 la Asamblea General de las Naciones Unidas declara “el acceso seguro a un agua limpia y el saneamiento como un derecho humano esencial para la vida y el desempeño de todos los derechos humanos” [1].

Uno de los objetivos del milenio es “Garantizar la sostenibilidad del medio ambiente” [1], habiendo tenido como una de sus metas “reducir a la mitad para el año 2015 el porcentaje de personas que carecen de acceso sostenible a agua potable y saneamiento Básico” [1].

Hay servicios que satisfacen necesidades colectivas imprescindibles (seguridad, salud, educación y en algunos casos, agua y saneamiento) y otros cuya finalidad no resulta tan perentoria y su uso puede ser facultativo (comunicaciones, energía, transportes, etc.). Los servicios públicos participan de las mismas características que toda actividad del Estado y poseen además caracteres específicos que contribuyen a definirlos: continuidad, regularidad, uniformidad, generalidad, obligatoriedad, calidad y eficiencia.

Ante la problemática del abastecimiento, la provincia de Santa Fe desde la Secretaría de Aguas implementa el “Plan Provincial de Saneamiento”, siendo uno de los escenarios:

- Solución definitiva, mediante el Sistema Provincial de Acueductos y paralelamente, una solución transitoria para las poblaciones con mayor riesgo, mientras se desarrolla la solución definitiva.

Situación que complejiza el sistema de distribución eléctrica actual y la disponibilidad de energía, y aumenta considerablemente los consumos asociados. La mayor parte de la energía que se utiliza en los sistemas de distribución de agua se debe al bombeo, ronda entre 40 y 60 % del costo total de funcionamiento.

2 SISTEMAS DE PROVISION DE AGUA

Casi nadie se pregunta ante el hecho tan simple y habitual de abrir una canilla, como es que llega el agua hasta ahí. Quizás porque siempre estuvo ahí, quizás porque nunca faltó, quizás porque no salía tan caro.

¿Qué se ahorra consumiendo menos agua? Energía, sin duda. La relación entre el consumo de agua está directamente asociada a un consumo de energía.

2.1 Funcionamiento

En si la infraestructura consta de algunas obras civiles y componentes electromecánicos que son comunes a todos.

La captación la realiza la **obra toma** sobre el río, y eleva el agua hasta la **Planta de Tratamiento** para la potabilización de la misma.

Aquí se trata, se potabiliza y es almacenada en grandes **cisternas de reserva** para luego distribuirla a través de las **conducciones** principales del sistema.

Las **Estaciones de bombeo** dependiendo de su ubicación, son las encargadas de impulsarla a través del sistema de cañerías principales, de llevarla hasta las **cisternas** de almacenamiento de las distintas localidades, y también de elevarla hasta los **tanques** que distribuyen en las redes internas.

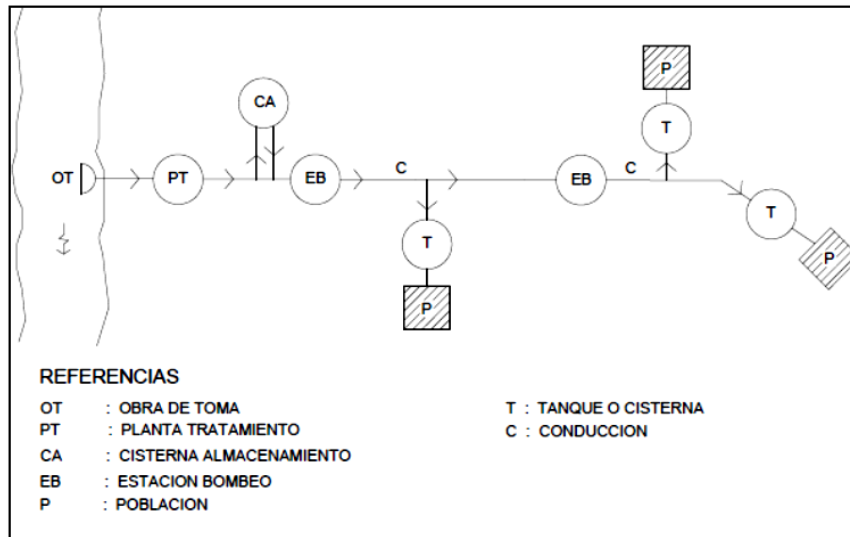


Figura 1. –Esquema Tipo Funcionamiento de un Sistema de Provisión de Agua



Figura 2.-Foto Obra de Toma Sobre Río Coronda Acueducto Centro



Figura 3.-Foto Estación De Bombeo Acueducto Centro



Figura 4.-Foto Planta Potabilizadora Acueducto Centro

El horizonte de diseño de un sistema de agua potable generalmente es de 30 años. Es decir, el caudal total y el equipamiento para el cual se diseñan y dimensionan cañerías, obras civiles, estaciones de bombeo, planta de tratamiento y sistemas de provisión de energía, toman como referencia un caudal por habitante por día, y se extrapola a la cantidad de habitantes con el crecimiento poblacional proyectado, 30 años como antes mencionábamos.

2.2 Sistema Provincial de Acueductos – Provincia de Santa Fe

La demanda de agua para consumo abastecida por sistemas de acueductos tiene asociados costos de funcionamiento que en mayor medida están comprendidos por el suministro de energía eléctrica.

El transporte de elevados caudales de agua tratada a grandes distancias, requiere de un correcto análisis hidráulico para la ubicación de las estaciones de impulsión. La traza del acueducto se concibe optimizando el tendido de cañerías, evitar cruces especiales disminuye la complejidad y costos de la obras.

Para un sistema de provisión de agua, el suministro de energía eléctrica es indispensable, pero sucede que el tendido de cañerías que optimiza tal sistema, no siempre es acompañado por el tendido de redes eléctricas. Es entonces donde la disponibilidad energética se transforma en un factor de decisión primordial para la ubicación geográfica de las estaciones de bombeo. Los costos asociados a las obras de provisión de energía eléctrica comienzan a tener un grado de incidencia mucho mayor sobre el costo total de inversión de la obra.

El subdimensionamiento de los sistemas electromecánicos de impulsión acorta en gran medida la vida útil de todos los equipos, no por desgaste, sino por una obsolescencia funcional temprana. No olvidemos que generalmente los horizontes de diseño rondan los 30 años y todos estos equipos deben cumplir con la condición de adaptabilidad durante las consecutivas etapas. El sobredimensionamiento ocasiona el funcionamiento de los quipos con eficiencias no deseadas, energía que es desaprovechada y provoca grandes aumentos en los costos de operación y mantenimiento.

El correcto diseño de las estaciones, tanto hidráulico como electromecánico, siempre teniendo en cuenta el criterio de adaptabilidad en etapas futuras, apunta al eficiente uso de energías y al correcto funcionamiento de los sistemas de acueductos.

El sistema de acueductos de la Provincia de Santa Fe tiene como objetivo principal el “abastecimiento de agua potable en cantidad y calidad suficientes a todas las poblaciones del territorio provincial” [2].

En total son 11 acueductos, todos con tomas sobre el Rio Paraná o brazos del mismo.

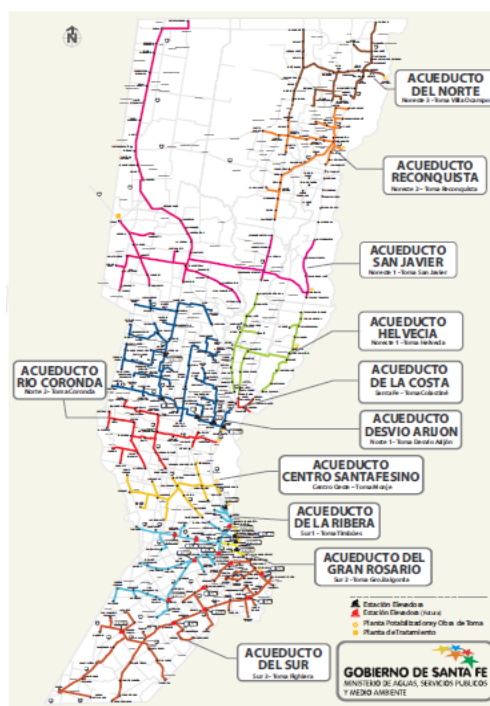


Figura 5.-Sistema Provincial de Acueductos Santa Fe

- Cantidad de Poblaciones Abastecidas: 362
- Cantidad de Habitantes: 3.194.537 [3].
- Aprox. 5000 Km de Cañerías

2.3 Requerimientos de Potencia - Sistema provincial de Acueductos

Tabla 1. - Potencias Proyectadas del Sistema Provincial de acueductos Año 2035

<u>Sistema de Acueducto</u>	<u>Potencia Requerida (Final de proyecto)</u>	<u>Observaciones</u>
Centro	1,043 MW	Acueducto en funcionamiento.
Desvió Arijón	11,867 MW	En Construcción.
Del Norte Santafesino	2,55 MW	En Construcción
Reconquista	4,7 MW	En Construcción
Coronda	2,77 MW	Proyecto
San Javier	896 KW (0,896 MW)	En construcción.
Helvecia	725 KW (0,725 MW)	Estudio
De la costa	497Kw (0,497 MW)	Proyecto
De la Ribera	11,55 MW	Proyecto
Del Gran Rosario	6,2 MW	En Construcción
Del Sur	15,014 MW	Proyecto

Total Aproximado =58 MW

3 CASO DE ESTUDIO: ACUEDUCTO CENTRO.

El Acueducto Centro Oeste fue inaugurado en Agosto de 2010, en total tiene 240 km de traza y abastece a 13 localidades del centro oeste santafesino, actualmente la operación del mismo lo realiza Aguas Santafesinas, la distribución interna en cada localidad está a cargo de la comuna cooperativa o municipio correspondiente.

El caudal de diseño proviene de prorratear el caudal total necesario diario para el total de la población en un bombeo continuo de 24 horas, partiendo como base de la estimación de dotación diaria por persona. Para este caso se dimensiono el acueducto con una dotación aproximada de 259 litros por día por persona.

Tabla 2. - Datos de diseño hidráulico del Acueducto Centro

Localidades Abastecidas	Población Censo		Población Proyectada		Caudales calculados (litros/seg)	
	Año		Año		Caudal de Diseño 2005	Caudal de Diseño 2035
	1991	2001	2005	2035		
Monje	1710	1792	1826	2102	5.48	6.31
Díaz	1454	1503	1523	1681	4.57	5.04
San Genaro Norte	3525	3909	4074	5557	12.22	16.67
San Jenaro	3634	3945	4076	5208	12.23	15.62
Centeno	2604	2677	2707	2944	8.12	8.83
Classon	310	301	301	301	0.90	0.90
Totoras	7284	9534	9759	11625	29.28	34.88
Las parejas	9609	11501	11867	17125	35.60	51.38
Las Rosas	10963	11594	11846	17095	35.54	51.29
Los cardos	967	1102	1161	1721	3.48	5.16
Montes de Oca	2534	2465	2465	2465	7.40	7.40
María Susana	2869	3147	3316	4915	9.95	14.75
Bouquet	995	970	970	970	2.91	2.91
TOTAL	48478	54440	55891	73709	167.67	221.13

3.1 Análisis de los consumos del sistema Completo-Acueducto Centro.

Como se mencionó anteriormente la operación de la Planta Potabilizadora y el acueducto está en manos de la empresa Aguas Santafesinas (ASSA). La recopilación de datos de funcionamiento del sistema la realiza el operador totalizando por trimestre, sin embargo la facturación de la energía para la toma y estaciones de bombeo es mensual; salvo para la Estación de bombeo N°4 que es bimestral. La información que se pudo recabar corresponde a los tres últimos trimestres del año 2015 y el primero del año 2016, totalizando estos 12 meses consecutivos.

Por otro lado las facturas de energía a las que se puede acceder son de Diciembre 2015, Enero 2016 y Febrero 2016.

Del promedio mensual estimado de consumo de energía y comparado con el consumo real según facturación disponible, surge que el mes de Febrero del año 2016 es el más cercano. A fin de poder correlacionar datos actuales y certeros se adopta este como mes representativo.

Tabla 3. - Consumo de Energía del Sistema Completo Acueducto Centro (Febrero 2016)

Punto de Consumo	Potencia kW		kWh/mes Feb. 2016	Hs. Funcionamiento x mes (total de Bombas)	Volumen Agua (m ³) impulsado
	Instalada	Cons. Inst.			
Obra de Toma	300	154,47	58000	1300	379274,4
Planta potabilizadora + Estación de bombeo N°1	300	175,89	112279	1300	344936,8
Estación de Bombeo N°2	360	214,47	107760	1300	327768
Estación de Bombeo N°3	300	196,44	65744	924	148579,2
Estación de Bombeo N°4	33	15,96	9931	976	49224
Total Acueducto	1293	757,23	353714		

En función de los datos relevados, se establece una relación entre el consumo de energía y el consumo de agua, a su vez trasladamos este consumo de energía y lo asociamos a la cantidad de personas que abastece dicho sistema.

Estos índices tratan de reflejar de manera cuantitativa aproximada un valor que pueda extrapolarse al resto de los sistemas y que pueda compararse con los datos teóricos de proyecto.

- ❖ Volumen mensual de agua potable producida: **344936,8 m³**
- ❖ Localidades Abastecidas: **13**
- ❖ Cantidad de personas Abastecidas (Proyección año 2016): **65741**
- ❖ Potencia Instantánea Total: **757,23 kW**
- ❖ Total Energía Mensual (Febrero 2016) Consumida por el Ac. Centro: **353714 kWh**

3.2 Índices Calculados

- Dotación diaria de Agua entregada: **174,89 litros/Habitante.**
- Energía Consumida por m³ de agua entregada: **1,025 kWh/m³**
- Potencia Instantánea: **0,01152 kW/Habitante**
- Energía mensual consumida por habitante: **5,38 kWh-mes/Habitante.**

Tabla 4. - Costos de Energía del Sistema Completo Acueducto Centro (Febrero 2016)

PUNTO DE CONSUMO	CONSUMO kW	COSTO	OBSERVACIONES
	feb-16	feb-16	
Obra de Toma	58000	\$ 80.456,51	Multa 16% x Factor de Potencia
Planta potabilizadora + Estación de bombeo N°1	112279	\$ 161.776,07	Multa 50% x Factor de Potencia
Estación de Bombeo N°2	107760	\$ 139.570,31	Multa 40% x Factor de Potencia
Estación de Bombeo N°3	65744	\$ 81.982,84	Se corrige FP
Estación de Bombeo N°4	9931	\$ 13.359,47	Se divide fact. bimestral
TOTAL	353714	\$ 477.145,20	

- Costo promedio del kWh: **\$1,35** (Mes de referencia Febrero 2016)
- Costo m³ de agua entregado en función del consumo de energía: **\$ 1,38 / m³**

3.3 Extrapolación al Sistema Provincial

Si se multiplica el valor de potencia instantánea por Habitante (0,01152 kW/Habitante), por el total de población de la provincia (3.230.000 personas-proyectada a 2016):

- Total = 37204 kW = **37,204 MW**

Este es un valor hipotético de potencia instantánea que se estaría solicitando a la red eléctrica provincial si la totalidad de los acueductos estaría funcionando.

Considerando el consumo mensual por habitante (5,38 kW-mes) y multiplicándolo por la población total actual:

- Total = 17377400 kWh = **17377,4 MWh** que se consumirían y facturarían mensualmente por la totalidad de los sistemas.
- Costo Hipotético mensual con la totalidad de los sistemas funcionando: **\$23.459.490**

4 OPTIMIZACION DEL USO DEL RECURSO

4.1 Maneras de pensar el Consumo de Agua/energía.

- I. NO PENSARLO: simplemente por disponer del recurso no se asocia el consumo de agua con el consumo de energía. El caudal medio mínimo anual del río Paraná es 8612 m³/s [4]. y el total de los sistemas estaría captando según la población correspondiente al último censo 9,72 m³/s. Es decir el 0,11% del módulo medio mínimo del río.
- II. TRATANDO DE SER RACIONAL: ser conscientes de que con el consumo de agua viene de la mano un consumo de energía eléctrica, y tratar de minimizarlos con medidas fácilmente alcanzables, ponerse objetivos en tareas cotidianas que pueden llevar al ahorro.
- III. PENSANDO EN EFICIENCIA: el próximo paso es ir un poco más allá, concebir el consumo de agua y energía asociados, y optar por medidas científicas y técnicas que permitan el ahorro máximo en la vida cotidiana. Para este caso se necesitan conocimientos técnicos más específicos y poder disponer de elementos tecnológicos que lo faciliten.

4.2 Como Ser racional, como ser eficiente.

Una persona racional, por ejemplo: Se lava los dientes y no deja la canilla abierta. Lava el auto con baldes y no con manguera. Utiliza agua reciclada para baldear los pisos. Se da duchas de no más de 10 minutos. Lava los platos en algún recipiente y no bajo el chorro de agua. No riega las plantas con agua potable.

Un Hogar eficiente por otro lado: Utilizaría lavavajillas. La ducha sería temporizada. Tendría algún sistema de recolección de agua de lluvia. Los sanitarios utilizarían mochilas de doble

descarga. Los electrodomésticos serían todos eficiencia A. Contaría con instalación de recuperación de agua y reutilización del agua de lavado.

En una red de distribución eficiente: Las bombas tendrían control de velocidad variable. Se corregiría Factor de Potencia. Se monitorearían presiones. Se contabilizarían pérdidas. El control y monitoreo se haría con software y sistemas específicos (SCADA)

4.3 Cuantificar la posibilidad de ahorro.

En este caso se supone una ciudad de 10.000 habitantes, abastecida por una red con tanque elevado con un fuste de 25 metros. El agua proveniente del acueducto descarga en una cisterna a nivel de piso, y desde aquí el prestador del servicio (cooperativa, municipio) debe elevar mediante bombeo al tanque elevado. Se supone para el cálculo un tiempo de llenado del tanque con 6 horas de bombeo.

El costo promedio del kWh se toma \$1,35. (Mes de Referencia Febrero 2016)

Tabla 5. - Consumos estimados diarios por persona-Ahorros potenciales.

	MEDIO	SIENDO RACIONAL	PENSANDO EN EFICIENCIA
DUCHA (litros/día)	60	30	20
SANITARIO (litros/día)	40	30	24
LAVADO DE MANOS (litros/día)	6	4	3
LAVADO DE PLATOS (litros/día)	25	12	4
ASEO Y VIVIENDA (litros/día)	30	20	10
CONSUMO PROPIO (litros/día)	6	6	6
LAVADO DE ROPA (litros/día)	50	40	30
Total (litros/día)	217	142	97
POTENCIA BOMBEO A TANQUE (kW)	46	30	21
COSTO MENSUAL ENERGIA	\$ 11.164,65	\$ 7.305,90	\$ 4.990,65
AHORRO EN COSTOS DE ENERGIA		35%	55%
Caudal a Impulsar.(l/s)	100,46	65,74	44,91

Se encuentra la posibilidad de ahorrar costos entre 35%-55%, que se relacionan directamente a un ahorro energético.

4.4 Ahorro energético y emisiones de CO₂.

Vale también mencionar que cualquier ahorro en energía contribuye en la importante disminución de emisiones de CO₂. El dióxido de carbono (CO₂) que se elimina a la atmósfera por la quema de combustibles fósiles es el principal responsable del incremento del “efecto invernadero” y de las consecuencias climáticas del mismo.

En nuestro país la generación de energía quemando combustibles fósiles y derivados (Fuel Oil, Carbón Mineral, Gas Natural, Gas Oil) promedió entre los años 2010 y 2014, el 63% del total producido. [5]

Introducir el concepto de emisiones de CO₂ en el presente trabajo tiene por objeto hacer connotar el impacto positivo con el medio ambiente que pueden tener las medidas tendientes al uso racional y eficiente de los recursos energéticos.

5 DIRECTRICES PARA EL USO RACIONAL Y EFICIENTE

Sin duda, es deber del Estado, generar condiciones propicias que fomenten el pensamiento racional y eficiente en el uso de los recursos, además de generar conocimientos técnicos y específicos acordes.

A tal fin, se plantea el direccionamiento de los esfuerzos en los siguientes puntos:

5.1 Impacto Social / Uso Racional

La consideración de los aspectos socioculturales en un proyecto, obra o actividad es importante debido a que cualquiera de ellos necesariamente tiene incidencia en las condiciones particulares de las comunidades con las que se relaciona. Es decir un determinado proyecto puede mejorar o deteriorar las condiciones y calidad de vida de las personas; puede favorecer o no su situación económica, conservar o desmedrar los elementos de su patrimonio cultural. Por tanto, en las distintas etapas de diseño, construcción, y operación del sistema de acueducto, se deben considerar los elementos de afectación (cualquiera que sea su carácter, cubrimiento, duración y magnitud). [6].

En la investigación inicial sobre las características del área de influencia, es importante determinar la relación que las comunidades tienen con el servicio de agua y energía. De una parte, el valor que dan al recurso en su vida cotidiana; esto es, si son conscientes de la necesidad de conservación del recurso y del ahorro energético: protección de cuencas, de fuentes y nacederos de agua, en la parte rural, y del uso racional y prioritario en las ciudades, que conlleva que el recurso no sea utilizado en actividades suntuarias, como el riego de plantas exteriores, o el lavado de vehículos.

Por otra parte es importante determinar si existen alternativas tecnológicas sencillas que permitan un uso adecuado y eficiente. Por ejemplo controles en el uso del agua para las actividades domésticas, lavado de ropa, duchas, lavado de utensilios de cocina, sanitarios, etc.

En caso que no exista esta conciencia el desarrollo de obras de acueducto será una oportunidad favorable para el impulso de campañas de ahorro, de conservación de fuentes, de la utilización de alternativas tecnológicas que, además de la protección del recurso, permitirán reducir los costos tarifarios por la prestación del servicio, en gran parte debidos al consumo de energía de bombeo, y contribuirá al mejoramiento de la calidad y condiciones de vida de los habitantes en las zonas de influencia de los proyectos.

Sin embargo, es necesario aclarar que la participación de la población depende en gran parte de las expectativas que se generen, de la conciencia colectiva e individual de todos los afectados al proyecto directa o indirectamente, de la importancia de disponer este recurso en cantidad, regularidad y más importante aún con la calidad necesaria. Por estas razones se identifica como tarea paralela a la ejecución de este tipo de proyectos, actividades educativas (informativas y de capacitación) dentro de las comunidades alcanzadas por los sistemas de provisión de agua.

5.2 Gestión de fugas.

“La demanda de agua y energía crece prácticamente en todo el mundo, sin embargo un aspecto poco percibido es que en gran parte se deben a la mala gestión de los recursos. Es común encontrar redes con más del 50% de agua no contabilizada. Se estima que solo el 10% de las pérdidas de agua en redes bien vigiladas y controladas son causadas por roturas de grandes tuberías, mientras que la mayoría de las pérdidas se deben a fugas mucho menores que son difíciles de identificar y localizar”. [7]

La reducción de las pérdidas reales de agua a un nivel económicamente aceptable, el denominado nivel económico de fugas, exige medidas orientadas y coordinadas en 4 áreas

funcionales: detección y localización de fugas, gestión de presiones, mantenimiento mejorado del sistema, y asignación de prioridades y ejecución de medidas de reparación.

No es posible la eliminación total de las pérdidas de agua desde un punto de vista práctico y, sobre todo, económico. Pero si debe definirse como mínimo admisible la reducción de pérdidas a un nivel económicamente aceptable.

Un método utilizado se basa en el análisis continuo de caudal y presión. Mediante técnicas de reconocimiento de patrones y métodos estadísticos y neuronales difusos se generan modelos que predicen los valores de la señal que se pueden esperar como resultado de la actividad de una red.

La modelización de las redes hidráulicas, análisis de árbol de fallos y la correlación de datos actuales e históricos pueden servir para calcular un indicador de riesgo para cada segmento de tubería. Estos datos ayudan a centrar la localización de la fuga y establecer prioridades en las actividades de mantenimiento. [7] (Véase Anexo).

5.3 Dispositivos de control y gestión de presiones.

La gestión de la presión generalmente se controla por medio de bombas o válvulas de control. Estos dependen de una simple acción local de los elementos de control de la presión basada en métodos predeterminados, que posiblemente varían a lo largo de 24 horas o en función del caudal. Los modelos de control basados en el tiempo o caudal son válidos, si las curvas de consumo de agua cambian muy poco de un día para otro, o las zonas de gestión de la presión dependen de una sola variable de entrada.

La situación es diferente cuando las curvas de consumo de agua varían diariamente, cuando varios actuadores participan en el control de la presión en determinada zona, y su vez interactúan con el control de otras zonas. En esos casos, los valores de referencia de la presión deben adaptarse a las correspondientes situaciones de trabajo. En un sistema así, la gestión de la presión se estructura en dos niveles. Junto con el control local, es preciso generar valores de referencia de nivel superior para cada actuador a fin de definir los valores de referencia óptimos de la presión. Además de la reducción de pérdidas de agua causadas por fugas, esta estrategia ayuda a evitar los golpes de ariete y las oscilaciones de la red, eventos que originan roturas y fugas nuevas. [7] (Véase Anexo).

5.4 Sistemas de bombeo y gestión de la energía.

La mayor parte de la energía empleada en las redes de suministro de agua la consumen las bombas. La energía representa entre el 40 y el 60 por ciento de los costos de explotación. La solución para la optimización del bombeo trata de producir ahorros, tanto de energía como de costos.

Como parámetros de entrada se utiliza un modelo hidráulico de la red del suministro de agua y las características de las bombas (curvas de rendimiento) y los datos de consumo de agua actuales y previstos (a lo largo de un periodo de 24 horas) y las tarifas eléctricas. A partir de ello se crea una programación del bombeo que contiene información detallada para un horizonte temporal futuro que define la bomba que debe actuar, en qué momento y en qué punto de trabajo. No sólo define los puntos de encendido y apagado de las bombas sino también sus velocidades (si se utilizan bombas de velocidad variable). La optimización pretende que las bombas trabajen lo más cerca posible del punto de máximo rendimiento energético. Al mismo tiempo, el llenado de los depósitos ya no se basa en reglas rígidas tales como “si el nivel del tanque está demasiado bajo, conectar la bomba 1”. En vez de ello, el modelo de optimización tiene en cuenta todo el horizonte de la optimización, por ejemplo, de 24 horas, y trata de llenar los depósitos cuando los costos de la electricidad son bajos.

“Hay software específicos que realizan la programación del bombeo mediante cálculos cíclicos y se actualizan de forma continua en el sistema de gestión de la información. La integración de la solución de la programación en el entorno del sistema de control permite aplicar los programas generados de forma directa e inmediata. Antes de aplicarlos, se pueden visualizar los resultados, por ejemplo en forma de tendencias”. [7] (Véase Anexo).

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] **Naciones Unidas.** (2010). Asamblea General. “Resolución 64/292- El derecho humano al agua y el saneamiento”.
- [2] **Bonfatti Antonio.** (2012). Plan Estratégico Provincial. Ministerio de Gobierno y Reforma del Estado. Santa Fe.
- [3] **DATO INDEC.** (Año 2010). “Último Censo Nacional- Año 2010”.
- [4] **Dato Rio Paraná - Estación Túnel Subfluvial. Estadística Hidrológica de la República Argentina.** (Edición 2004). Argentina.
- [5] **Datos “Ministerio de Energía y Minería de la Nación”.** (2015). “Cálculo del factor de emisión de CO2 2014” Argentina.
- [6] **Pain Abraham.** (1996). “Capacitación Laboral”. Argentina
- [7] **Revista ABB N° 4 “Agua”.** (2011). “Pag. 29-Cada gota cuenta” Suiza.

EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO MENDOZA

**Julietta Ferrer, Noelia Ortiz, Agustín Laudadio, Matías Roselló, Guillermo Cúneo y
Gustavo Satlari**

Departamento General de Irrigación- Proyecto PNUD/FAO/ARG/00/015
España 1776, Mendoza- Teléfono: +54 261 4234000
jferrer@irrigacion.gov.ar- www.irrigacion.gov.ar

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es determinar la eficiencia de conducción de cada Unidad Administrativa de Manejo (UAM) de la cuenca del río Mendoza, como insumo para ajustar la demanda de los cultivos en el marco del balance hídrico. Para ello se utilizó el método de entradas y salidas en la determinación de pérdidas por infiltración en tramos de tierra

Asimismo se consideró la longitud de la red de riego, el grado de revestimiento de la misma y el manejo en la distribución del agua durante el turno para la estimación de la eficiencia a nivel de UAM.

La eficiencia de conducción de la cuenca calculada como un promedio de la eficiencia de todas las UAM es de 82,4 %. Los valores más altos se encontraron en las UAM: California (99,4%) dado su alto grado de revestimiento, Compuertas-Vistalba (95,9%), Matriz Gil (93,2%) y Sobremonte (90,6%). Por otro lado, las eficiencias más bajas se encontraron en Tulumaya (71%), Margen Derecha (71,6%), Chacras de Coria (73,9%) y Algarrobal (74,9%).

ABSTRACT

This work's objective is to determine the conveyance efficiency of each management administrative unit (UAM by its spanish name) of Mendoza's river basin area, as an input to adjust the crops water demand within the water balance framework. For this purpose, inputs and outputs method was used to determine seepage losses in canals of land. Also, the length of the irrigation network, and its lining and water distribution management during irrigation shifts, were considered for the efficiency estimation.

The catchment conveyance efficiency, calculated as an average is 82,4 %. The highest values were found in the UAM California (99.4%) due to its high lining level, Compuertas-Vistalba (95.9%), Matriz Gil (93.2%) and Sobremonte (90.6%). On the other hand, the lowest were found in Tulumaya (71%), Margen Derecha (71.6%), Chacras de Coria (73.9%) and Algarrobal (74.9%).

INTRODUCCIÓN

La cantidad de agua que escurre superficialmente disminuye a lo largo del recorrido de la red de riego por pérdidas diversas.

Se define como eficiencia de uso del agua de riego a la relación porcentual que vincula la parte del agua que queda efectivamente disponible para las plantas con el total del agua entregada. Suele dividirse en: eficiencia de conducción, que representa la eficiencia del agua transportada por los canales desde la cabecera del sistema hasta la entrada a las fincas, y eficiencia de aplicación, que representa la eficiencia del agua aplicada en las parcelas (Satlari, 2011).

A su vez, las pérdidas durante la conducción se pueden discriminar entre pérdidas administrativas y pérdidas por infiltración.

Las primeras se producen por derivaciones defectuosas, pérdidas en compuertas, asignaciones incorrectas producidas por deficiencias en los registros de usuarios, tiempos y dotaciones mal calculados, incorrecta calibración de elementos de medición, embanque o mal funcionamiento de aforadores, hojas partidoras parcialmente obstruidas, entre otras; mientras que las segundas dependen del perímetro mojado de los canales, de su longitud, del tipo de suelos donde se encuentran trazados o la permeabilidad del lecho y de su estado de mantenimiento (ibíd).

En este documento se consideran solamente las pérdidas por infiltración.

Se define como infiltración al movimiento del agua a través de la superficie del suelo, y hacia adentro del mismo, producido por la acción de fuerzas gravitacionales y capilares. Cuando un canal lleva mucho tiempo transportando agua y el suelo por el que está trazado se satura, las fuerzas capilares pierden importancia paulatinamente hasta llegar un momento en el que el movimiento del agua se produce sólo por la acción de la gravedad y la velocidad de infiltración se hace constante. Esta velocidad de infiltración se define como infiltración básica. La textura del suelo, las porciones de partículas finas, la compactación, y la estructura son los factores que afectan las fuerzas gravitacionales (Satlari, op. cit.).

Alam y Bhutta, exponen que la infiltración es afectada por la antigüedad y la forma del canal, por la longitud de su perímetro mojado, por la profundidad del agua en el canal (altura del pelo de agua), por la proximidad de acuíferos freáticos o la presencia de fronteras impermeables en el subsuelo (filtración sujeta), y por la cercanía de drenes. Como factores de menor importancia menciona la viscosidad, la carga de sedimentos y su distribución de tamaño y la presencia de plantas acuáticas.

MATERIALES Y MÉTODOS

La pérdida en conducción por infiltración se midió en diversos tramos de la red de riego de la cuenca del río Mendoza, mediante el método de entradas y salidas que se detallará luego. Para ello, se aforó al inicio y al final de tramos cuya longitud fuera de al menos un kilómetro de longitud (y de preferencia lo más largo posible), teniendo en cuenta que en dichos tramos no hubiera aportes externos de agua (por ejemplo desagües) ni salidas como tomas intermedias abiertas.

Dada la extensión de la red, y la gran cantidad de cauces de la misma, se aforaron tramos de canales, ramas e hijuelas distribuidos lo más representativamente posible a lo largo de la red de riego del río Mendoza.

Determinación de pérdidas de conducción en tramos de tierra

A partir de la evaluación de antecedentes locales de la red de riego del río Mendoza, la observación a campo de los canales, las características de los suelos, la topografía de la zona, el diálogo con los inspectores, técnicos y tomeros de las distintas inspecciones que manejan de la red, entre otros, Satlari (op. cit.) recomienda utilizar el método de diferencia de caudales o de entradas y salidas para la determinación de eficiencias de conducción en la presente área de estudio. Este método considera la pérdida por conducción como la diferencia entre el caudal de ingreso (Q_0) y el de egreso (Q_1) en un tramo determinado. Las mediciones se realizan bajo condiciones reales de operación del canal y sin interrumpir su funcionamiento.

El método de entradas y salidas tiene como supuesto que el caudal aforado en el punto inicial es constante durante las mediciones, por lo que las mismas se realizaron cuando el cauce se encontraba estabilizado, es decir, se evitó medir en momentos cercanos a la carga o al corte de agua.

Para las mediciones, se siguieron las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial (1994), teniendo especial cuidado en la elección de la sección a aforar. Así, se seleccionaron zonas que respetaran, lo mejor posible, los supuestos que el método exige, como ser: secciones con velocidades paralelas en todos los puntos y con su dirección formando un ángulo recto con la sección transversal de la corriente; en secciones transversales preferentemente de hormigón. En el caso de ser de tierra, se buscaron secciones lo más uniformes posible, con ausencia de plantas acuáticas, de manera de determinar con mejor precisión el área de la sección transversal y la velocidad media y así disminuir posibles fuentes de error.

Para el cálculo del caudal se utilizó la ecuación:

$$Q = A \cdot v$$

Donde Q es el caudal en m^3/s , A es el área de la sección transversal en m^2 y v es el valor de la velocidad media del agua en dicha sección en m/s .

La velocidad media se midió con molinetes hidrométricos marcas SIAP y A-OTT. En todos los tramos se utilizó el mismo instrumento en el punto de inicio y en el final.

Se utilizó el método de un punto o de la velocidad al 60% de la profundidad total, el cual consiste en medir la velocidad en un solo punto de la vertical, ubicando el molinete a 0,6 veces la profundidad a partir de la superficie, debido a que se considera que a dicha profundidad se encuentra la velocidad media en la vertical. Este método es recomendado en aguas poco profundas, tales como las aforadas en este trabajo.

Para el cálculo del caudal se dividió la sección transversal en segmentos (Figura 1), cada uno limitado por dos verticales adyacentes (sobre las cuales se midió la velocidad media). Luego, el caudal pasante por cada segmento se calculó como:

$$q_i = \left(\frac{\bar{v}_i + \bar{v}_{i+1}}{2} \right) \left(\frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right) b$$

Siendo: $\bar{v}_i$ la velocidad media en la vertical i ; $\bar{v}_{i+1}$ la velocidad media de la vertical adyacente; h_i y h_{i+1} las profundidades totales respectivas de las verticales i e $i+1$; y b la distancia horizontal entre las verticales. En los bordes se consideró $b=0,1$ m y en las secciones intermedias $b = 0.2 \times (B - 0.2)$, siendo B el ancho del cauce en la superficie del agua. El caudal total se obtuvo sumando el resultado de los caudales parciales.

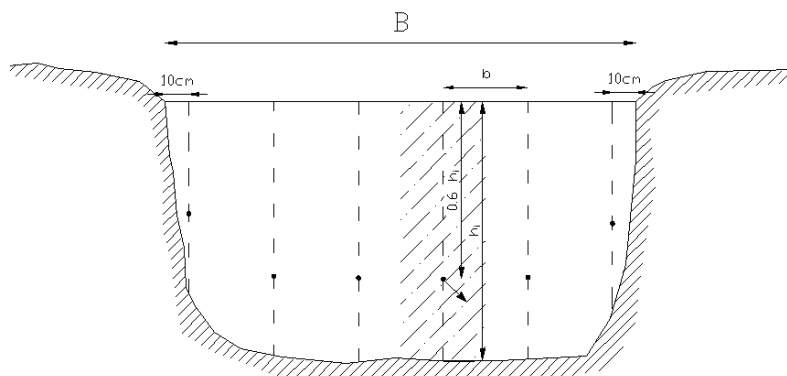


Figura 2: Esquema de la sección transversal para la medición del caudal (Elaboración propia).

La velocidad del agua en los cauces no es uniforme y varía tanto en el eje vertical como horizontal, por lo cual existe un error asociado a la medición, cualquiera sea el equipo utilizado. Para disminuirlo, se realizó una repetición de cada medición, a los efectos de promediar el resultado.

Determinación de la eficiencia de conducción en tramos de hormigón

En canales de hormigón nuevo se supone una pérdida de aproximadamente 25 litros por m² de superficie de canal por día, este valor es el utilizado para el dimensionamiento de los drenajes en canales de hormigón. En la práctica, las pérdidas serían el doble de estos valores debido a otros factores como la antigüedad del canal y el estado de las juntas entre las losas, fisuras, entre otros.

Se estimó para cada cauce aforado con tramos revestidos, la eficiencia de conducción en hormigón. Para ello se midió a campo ancho, profundidad y caudal pasante; y la longitud revestida fue obtenida de la base de datos de la red de riego del DGI.

La pérdida por infiltración en canales revestidos (P_{inf}), en unidades de caudal, se calculó con las siguientes ecuaciones:

$$P_{inf} = 50 \frac{l}{m^2 \text{ día}} \cdot A_m$$

$$A_m = (B + 2 \cdot h) \cdot l_r$$

Siendo A_m la superficie mojada; B el ancho y h el tirante medio y l_r la longitud del tramo revestido.

Definiendo la eficiencia de conducción en hormigón como:

$$Ef. rev = \left(1 - \frac{P_{inf}}{\bar{Q}}\right) \cdot 100$$

Donde $\bar{Q}$ es el caudal medio del cauce.

Determinación de eficiencias de conducción por cauce

Cálculo de eficiencias de conducción en una longitud dada

El comportamiento del caudal a lo largo de un cauce se analizó suponiendo que el cambio (ganancia o pérdida) de caudal a lo largo del cauce es proporcional al caudal que circula en ese momento. Esto se puede representar mediante la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{dQ}{dl} = aQ - bQ$$

$$\frac{dQ}{dl} = (a - b) \cdot Q$$

Donde aQ representa la tasa de incremento de caudal, bQ , la tasa de pérdida de caudal y dQ/dl el cambio de caudal por longitud. Definiendo una constante de proporcionalidad k como $k = a - b$, reemplazando en la ecuación anterior resulta que:

$$\frac{dQ}{dl} = kQ$$

La solución de la ecuación diferencial anterior se expresa como:

$$Q_{(l)} = C e^{kl}$$

Donde $Q_{(l)}$ es el caudal a una distancia l dada, k y C con constantes.

El método de entradas y salidas permite conocer las condiciones iniciales, por lo tanto reemplazando $Q_{(l)}$ por Q_0 (caudal inicial a una $l=0$) en (9) se obtiene que:

$$Q_{(l=0)} = Q_0 = C$$

Por lo tanto:

$$Q_{(l)} = Q_0 e^{kl}$$

Asimismo, se conoce el valor del caudal a una distancia l (Q_l), por lo que es posible calcular el valor de la constante de proporcionalidad k , para cada tramo aforado. Despejando de la ecuación anterior resulta:

$$k = \frac{\ln\left(\frac{Q_l}{Q_0}\right)}{l}$$

Con este valor de k y conociendo la longitud que debe recorrer el agua hasta un determinado punto (r) se puede estimar el caudal que llegaría hasta dicho punto con la siguiente ecuación:

$$Q_r = Q_0 e^{kr}$$

La eficiencia de conducción de un cauce de longitud r sin revestimiento se puede expresar de las siguientes maneras:

$$Ef_{tierra} = \left(1 + \frac{Q_r - Q_0}{Q_0}\right) \cdot 100$$

$$Ef_{tierra} = \left(1 + \frac{Q_0 e^{kr} - Q_0}{Q_0}\right) \cdot 100$$

$$Ef_{tierra} = (1 + e^{kr} - 1) \cdot 100$$

$$Ef_{tierra} = e^{kr} \cdot 100$$

Cálculo de longitudes de cauces dotados de la red primaria, secundaria, y terciaria (r)

En la red de riego del Río Mendoza, durante la distribución del agua, existen diferentes modalidades de manejo a nivel de canales y ramas. Normalmente estas decisiones dependen de la capacidad del canal, la dotación recibida, etc.

Algunos canales trabajan “seccionados”, lo que significa que se encuentran divididos en tramos o secciones. La dotación completa del canal se deriva primero a un tramo del mismo, dotando sólo a las hijuelas ubicadas en él, y luego se pasa al siguiente tramo.

En otros casos los canales trabajan “extendidos”, lo que significa que dotan simultáneamente a todas las hijuelas que se encuentran distribuidas sobre él.

Finalmente, también existe el caso de canales que derivan su dotación de a una, o pocas, hijuelas a la vez.

La eficiencia de conducción varía con el tipo de manejo ya que las diferentes modalidades modifican la longitud del canal que permanece lleno, y por lo tanto susceptible a perder agua.

Para estimar la eficiencia de conducción en canales y ramas, se calculó la longitud promedio de cauce cargado r para cada caso considerando la modalidad de distribución real. Así, en los canales o ramas que trabajan seccionados en dos tramos (por ejemplo el canal Barrancas), se consideró r igual a $\frac{3}{4}$ de la longitud total, ya que el primer tramo permanece con agua la totalidad del tiempo de turnado y el segundo solo la mitad. En los casos en los que los canales funcionan extendidos, r es igual a la longitud total (porque en la totalidad del tiempo de turnado permanecen con agua), mientras que en los canales o ramas que van dotando consecutivamente una o pocas hijuelas se considera r igual a la mitad de la longitud total.

Para el cálculo de r en hijuelas y ramos, se consideró la distancia entre el inicio de la hijuela aforada y la propiedad que recibe el agua en la mitad del tiempo de turnado. De esta manera, se calcula la eficiencia promedio de la hijuela, ya que la mitad del tiempo que dura el turnado la eficiencia será mayor si se están regando las propiedades más cercanas a la toma (debido a que la longitud de pérdida por infiltración es menor) y la otra mitad del tiempo la eficiencia es menor.

Determinación de eficiencias de conducción por Unidad de Manejo (UAM)

Para la estimación de las eficiencias de conducción a nivel de Unidad de Manejo, se trabajó únicamente con los datos de los cauces aforados.

La eficiencia de conducción en tierra (Ef_{tierra}) se calculó de forma separada para cada jerarquía de cauce (canal, rama o hijuela) utilizando la fórmula $Ef_{tierra} = e^{kr} \cdot 100$. Si en una misma UAM se aforaron dos o más tramos de cauces de una misma jerarquía, entonces los valores obtenidos se promediaron a fin de estimar la eficiencia de conducción media de la jerarquía.

Posteriormente, la eficiencia de conducción en tierra de las UAM (Eft_{UAM}) se estimó como una suma ponderada de las eficiencias en tierra correspondientes a canales, ramas e hijuelas con sus longitudes dotadas correspondientes (r), utilizando la siguiente expresión:

$$Eft_{UAM} = \frac{(Eft_{canales y ramas} \cdot l_{canales y ramas}) + (Eft_{hijuelas} \cdot l_{hijuelas})}{(l_{canales y ramas} + l_{hijuelas})}$$

Siendo Eft_{UAM} la eficiencia de conducción en tierra de la Unidad de Manejo; $Eft_{canales}$ y Eft_{ramas} la eficiencia de conducción en tierra promedio de los canales y ramas, $Eft_{hijuelas}$ la eficiencia de conducción en tierra promedio de las hijuelas aforadas, $l_{canales}$ la longitud total de los canales aforados, $l_{hijuelas}$ la longitud total de las hijuelas aforadas y l_{ramas} ¹ la longitud total de las ramas aforadas.

Para el cálculo de la eficiencia de conducción de la unidad de manejo (Ef_{UAM}) es importante considerar el grado de revestimiento que presentan los cauces. Por ello, se calcula la misma

¹ Nótese que las longitudes l y r son diferentes; r es la longitud media para cada cauce calculada según los criterios especificados en la página 6; mientras que l es la longitud total de los cauces aforados en la UAM para cada categoría (canales y ramas e hijuelas). l es utilizado sólo para la ponderación de las eficiencias de cada categoría.

como la media ponderada entre las eficiencias en tierra y las eficiencias en hormigón con sus respectivas longitudes en cada UAM. Esto significa que una UAM con alto grado de revestimiento tendrá una eficiencia de conducción mayor que otra con mayor porcentaje de cauces de tierra, debido a la mayor participación del valor de Ef_{rev} .

$$Ef_{UAM} = \frac{(Ef_{t_{UAM}} l_{tierra} + Ef_{rev} l_{rev})}{(l_{tierra} + l_{rev})}$$

Siendo l_{tierra} la sumatoria de las longitudes de los tramos no revestidos de los cauces aforados y l_{rev} la sumatoria de las longitudes de los tramos revestidos de los cauces aforados en cada UAM.

RESULTADOS

Las unidades de manejo de la cuenca del río Mendoza donde se realizaron mediciones fueron: Chacras de Coria, Compuertas-Vistalba, Margen derecha, Algarrobal, Luján, Mathus Hoyos, Matriz Gil, Sobremonte, Barrancas, Céspedes, Cruz de Piedra, Rodeo-Beltrán, Jocolí, Tulumaya, Costa de Araujo, Gustavo André y Galigniana.

Las unidades de manejo Sánchez, California, Área Metropolitana, Campo Espejo, ACRE Campo Espejo, ACRE Paramillos, Alta Montaña, Arroyo Las Mulas, Arroyo El Salto y Uspallata no han sido consideradas en este trabajo por diversas razones. Por ejemplo, la UAM Sánchez es una zona de vertientes, donde hay aportes subterráneos de agua a los cauces, por lo que no es posible medir pérdidas de conducción con la metodología propuesta. La UAM Rodeo-Beltrán presenta el mismo problema, por lo cual sólo se cuenta con una medición.

Por su parte, la red de riego de la UAM California está en su gran mayoría revestida. En ella sólo se encuentran tramos muy cortos de tierra (de aproximadamente 1 km de longitud) en los cuales sería muy difícil evidenciar pérdidas mediante el método de entradas y salidas. Por ello, se le asignó la eficiencia promedio de los tramos revestidos, es decir, del 99,4%.

El Área Metropolitana tampoco presenta datos debido a la dificultad que presenta la zona urbana para encontrar trechos de tierra de longitud suficiente, sin derivaciones ni aportes de agua, que permitan aforar con el método usado.

El número de tramos de tierra aforados fue de 56, de los cuales 15 corresponden a canales y ramas y 41 a hijuelas, distribuidos a lo largo de la red de riego del río Mendoza, tal como se puede observar en la Figura 2.

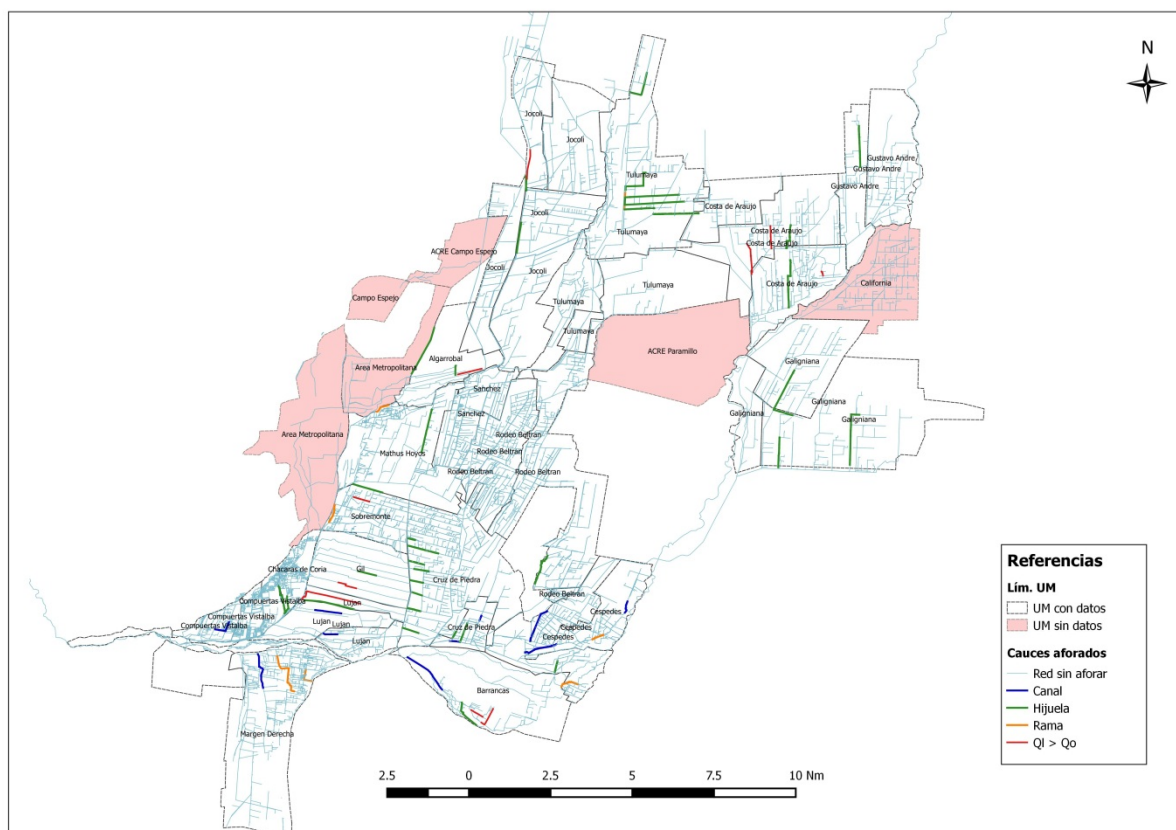


Figura 2: Tramos aforados en la red de riego del río Mendoza. Se indica con color azul los canales, con verde las hijuelas, con anaranjado las ramas y en color rojo los tramos cuyo caudal aguas abajo resultó ser mayor al caudal aguas arriba. Asimismo se puede distinguir aquellas UAM sin mediciones, en color rosado.

Se descartaron del análisis aquellas mediciones cuyos caudales de salida resultaron ser mayores a los de entrada posiblemente debido a desagües, aportes de agua no visibles o variaciones no previstas del caudal. Sin embargo, sí se consideraron aquellos tramos que podrían representar una alta eficiencia, pero debido a errores propios del método arrojaron un mayor caudal aguas abajo.

Para poder analizar estos casos, se estimó el error de medición que resultó igual a 2,84%, lo que significa que con el instrumental y la metodología empleados, no es posible medir pérdidas inferiores a dicho valor. Por ello, se asignó una eficiencia del 97,16% a las hijuelas en las que se observaron valores de eficiencia poco superiores a 100% y en las que se descartaron otras fuentes de error.

Tabla 1: Cálculo de eficiencias de conducción en tierra

Zona	UAM	Cauce	Q_0	Q_0 rep.	Q_0 medio	Q_1	Q_1 rep.	Q_1 medio	l	k	Ef. tierra (por km)	r	Ef. tierra (en longitud total)
			m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	km	km ⁻¹	%	km	%
1°	Chacras de Coria	Hijuela Chacras (2016)	0.434	0.430	0.432	0.396	0.400	0.398	1.65	-0.049	95.3	6.93	71.4
		Hijuela La Falda	0.140	0.139	0.140	0.122	0.123	0.123	2.54	-0.051	95.0	5.31	76.3
	Compuertas-Vistalba	Canal Compuertas	0.177	0.177	0.177	0.172	0.172	0.172	1.79	-0.016	98.4	2.83	95.5

	Margen derecha	Canal Corvalán	0.824	0.841	0.832	0.718	0.713	0.715	3.24	-0.047	95.4	4.20	82.2
		Rama Lunlunta (2016)	0.206	0.217	0.212	0.174	0.172	0.173	1.25	-0.161	85.2	2.67	65.2
		Rama Totora	0.194	0.194	0.194	0.094	0.088	0.091	4.53	-0.166	84.7	2.80	62.7
2°	Algarrobal	Hij. Arena (del norte)	0.082	0.078	0.080	0.073	0.073	0.073	0.82	-0.113	89.3	4.33	61.2
		Hij. Scaiola	0.127	0.133	0.130	0.084	0.086	0.085	4.85	-0.088	91.6	4.70	66.2
		Rama Algarrobal	1.062	1.014	1.038	1.023	1.010	1.017	1.31	-0.016	98.4	5.99	90.8
	Luján	Canal Solanilla	0.560	0.550	0.555	0.489	0.492	0.490	2.28	-0.054	94.7	5.85	72.8
		Hij. Morales	0.410	0.410	0.410	0.361	0.364	0.363	4.16	-0.029	97.1	6.22	83.2
		Hij. Villanueva	0.280	0.290	0.285	0.298	0.287	0.292	5.40	-0.029	97.2	7.17	81.3
	Mathus Hoyos	Hij. San Francisco	0.570	0.570	0.570	0.519	0.506	0.513	2.65	-0.040	96.1	6.35	77.5
		Hij. Tapón Mayán	0.160	0.150	0.155	0.139	0.140	0.139	1.33	-0.080	92.3	7.32	55.7
	Matríz Gil	Hij. Delgado	0.250	0.250	0.250	0.249	0.245	0.247	1.61	-0.007	99.3	4.38	96.9
		Hij. Gil	0.390	0.410	0.400	0.394	0.419	0.406	4.16	-0.029	97.2	4.25	88.5
	Sobremonte	Hij. Sánchez	0.255	0.249	0.252	0.270	0.266	0.268	1.34	-0.029	97.2	6.73	82.4
		Rama Sobremonte	0.871	0.960	0.916	0.760	0.669	0.714	1.61	-0.154	85.7	3.27	60.4
3°	Barrancas	Canal Barrancas	1.180	1.170	1.175	1.072	1.079	1.076	4.47	-0.020	98.0	8.41	84.7
		Hij. La Capilla	0.130	0.120	0.125	0.104	0.098	0.101	2.66	-0.081	92.2	0.98	92.4
	Céspedes	Canal Isla	0.050	-	0.050	0.040	-	0.040	1.97	-0.112	89.4	3.63	66.6
		Canal Mercery	0.250	-	0.250	0.232	-	0.232	1.05	-0.073	92.9	5.78	65.5
		Canal Valle Hermoso	0.060	0.060	0.060	0.052	0.051	0.051	2.92	-0.053	94.8	6.43	71.1
		Hij. Morichetti N°2	0.040	-	0.040	0.037	-	0.037	1.03	-0.070	93.2	1.45	90.3
		Rama San Roque Unificada	0.080	0.090	0.085	0.076	0.080	0.078	1.03	-0.083	92.1	7.05	55.8
	Cruz de Piedra	Canal Gómez	0.240	0.240	0.220	0.201	0.200	0.201	1.30	-0.071	93.1	1.62	89.1
		Hij. 1° Gutiérrez	0.230	-	0.217	0.200	-	0.197	1.23	-0.080	92.3	3.81	73.7
		Hij. 3° Gutiérrez	0.120	-	0.120	0.114	-	0.114	1.23	-0.043	95.8	2.11	91.3
		Hij. Bazán	0.140	-	0.152	0.111	-	0.133	2.61	-0.051	95.0	2.77	86.7
		Hij. Coquimbó	0.150	-	0.150	0.133	-	0.133	0.97	-0.128	88.0	3.35	65.2
		Hij. Pintos	0.210	0.220	0.202	0.180	0.183	0.181	0.98	-0.110	89.6	4.25	62.6
		Hij. Rosa Grande	0.170	-	0.170	0.162	-	0.162	0.95	-0.051	95.1	4.07	81.3
		Canal Ortega	0.350	-	0.345	0.339	-	0.339	0.80	-0.023	97.7	5.30	88.5
		Hij. Amat	0.080	-	0.080	0.057	-	0.057	1.13	-0.300	74.1	1.25	68.8
		Hij. Pontis	0.216	-	0.216	0.219	-	0.219	0.93	-0.029	97.2	2.15	94.0
		Hij. Perucci	0.080	-	0.080	0.078	-	0.078	1.80	-0.014	98.6	2.38	96.7
	Rodeo-Beltrán	Hij. Los Álamos y Aura	0.183	0.186	0.184	0.161	0.170	0.165	2.07	-0.052	94.9	4.80	77.8
4°	Jocolí	Hij. El Progreso	0.750	0.760	0.755	0.779	0.824	0.801	2.57	-0.029	97.2	4.04	89.0
		Hij. Funes	0.130	0.130	0.130	0.108	0.106	0.107	1.30	-0.148	86.2	4.26	53.2
		Hij. Segura	0.380	0.390	0.385	0.303	0.307	0.305	2.70	-0.087	91.7	3.20	75.8

	TulUAMaya	Hij. Colonia Nueva Italia	0.209	0.157	0.183	0.119	0.118	0.119	3.09	-0.140	86.9	6.05	42.8
		Hij. La Palmera 1	0.360	0.350	0.355	0.302	0.307	0.305	5.20	-0.029	97.1	5.96	83.9
		Hij. La Palmera 2	0.350	0.320	0.335	0.269	0.273	0.271	5.45	-0.039	96.2	1.90	92.9
		Hij. San Francisco	0.275	0.270	0.272	0.225	0.236	0.230	3.01	-0.056	94.6	5.88	72.0
		Hij. Moyano	0.164	0.164	0.164	0.152	0.151	0.151	4.97	-0.016	98.4	2.78	95.6
		Hij. Especial Moyano	0.080	0.078	0.079	0.064	0.063	0.064	2.68	-0.078	92.5	2.10	84.8
		Rama Santos Lugares	0.691	0.679	0.685	0.628	0.623	0.626	1.65	-0.055	94.7	13.40	48.0
5°	California	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Costa de Araujo	Hij. El PUAMero	0.260	0.260	0.260	0.282	0.283	0.282	2.78	-0.029	97.2	4.84	87.0
		Hij. Quinteros	0.200	0.210	0.205	0.150	0.165	0.157	4.40	-0.060	94.2	2.92	83.9
		Hij. Segunda del Carmen	0.570	0.560	0.565	0.570	0.574	0.572	1.97	-0.029	97.2	3.37	90.7
		Hij. Tres Hermanos	0.360	0.360	0.360	0.330	0.331	0.331	2.32	-0.037	96.4	1.33	95.3
	Gustavo André	Hij. Los Lotes	0.605	0.600	0.602	0.425	0.440	0.433	3.64	-0.091	91.3	2.38	80.5
6°	Galigniana	Hij. Cano	0.360	0.370	0.365	0.311	0.308	0.310	1.72	-0.096	90.9	3.97	68.4
		Hij. Divisadero Norte	0.514	0.527	0.520	0.440	0.446	0.443	5.08	-0.032	96.9	2.36	92.8
		Hij. Llosa	0.200	0.200	0.200	0.172	0.170	0.171	2.65	-0.059	94.2	3.00	83.7
		Hij. Centro	0.257	0.257	0.257	0.225	0.214	0.219	3.91	-0.041	96.0	3.74	85.9

Donde Q_0 y Q_l son los valores de caudal medido en el punto inicial y final respectivamente del tramo de tierra considerado y $Q_0 rep$ y $Q_l rep$ las repeticiones correspondientes. La longitud del tramo se consigna en la columna l ; k es la constante de proporcionalidad para el cálculo de la eficiencia en una distancia dada y r es la longitud media estimada para cada cauce.

La última columna de la tabla muestra los valores de eficiencia de conducción en tierra para cada cauce considerado.

En la tabla 2 se presentan los datos y resultados de la estimación de eficiencia de conducción en hormigón para aquellos cauces donde hay tramos revestidos.

Tabla 2: Cálculo de eficiencias de conducción en los tramos de hormigón de los cauces aforados

Canales, ramas e hijuelas	Ancho promedio	Prof. promedio	Longitud revestida	Superficie mojada	Caudal promedio		Pérdida		Eficiencia
	m	m	m	m ²	m ³ /s	m ³ /día	m ³ /día	%	%
Canal Compuertas	0.9	0.2	847.0	1067.2	0.177	15292.8	53.36	0.35	99.65
Hijuela Lunlunta	1.2	0.3	1668.0	2985.7	0.234	20191.7	149.29	0.74	99.26
Canal Solanilla	1.5	0.2	3554.0	6681.5	0.556	48003.8	334.08	0.70	99.30
Hijuela Arena	0.8	0.3	935.0	1327.7	0.080	6912.0	66.39	0.96	99.04
Hijuela Scaiola	1.3	0.3	4197.0	7470.7	0.130	11232.0	373.53	3.33	96.67
Rama Algarrobal	2.5	0.6	100.0	360.0	1.038	89683.2	18.00	0.02	99.98
Hijuela San Francisco (Glén)	0.9	0.6	10463.0	22809.3	0.567	48988.8	1140.47	2.33	97.67

Hijuela Tapón Mayán	1.5	0.2	3357.0	6445.4	0.156	13478.4	322.27	2.39	97.61
Hijuela Delgado	1.1	0.3	1161.0	1869.2	0.250	21600.0	93.46	0.43	99.57
Hijuela Gil	1.8	0.5	303.0	836.3	0.400	34560.0	41.81	0.12	99.88
Hijuela Sanchez	1.0	0.3	4724.0	7463.9	0.252	21772.8	373.20	1.71	98.29
Rama Sobremonte	2.1	0.3	4730.0	12581.8	0.915	79056.0	629.09	0.80	99.20
Canal Barrancas	3.0	0.5	77.0	309.5	1.321	114134.4	15.48	0.01	99.99
Canal Isla	1.0	0.3	335.0	515.9	0.045	3888.0	25.80	0.66	99.34
Canal Mercery	1.4	0.3	1890.0	3817.8	0.232	20044.8	190.89	0.95	99.05
Rama San Roque unificada	1.4	0.3	4504.0	8963.0	0.295	25488.0	448.15	1.76	98.24
Canal Gomez	0.9	0.4	2669.0	4537.3	0.240	20736.0	226.87	1.09	98.91
Hijuela 1° Gutierrez	1.2	0.2	2553.0	4135.9	0.193	16675.2	206.79	1.24	98.76
Hijuela 3° Gutierrez	0.7	0.3	1016.0	1229.4	0.117	10108.8	61.47	0.61	99.39
Hijuela Bazán	1.0	0.3	371.0	552.8	0.155	13392.0	27.64	0.21	99.79
Canal Ortega	1.1	0.3	2519.0	4332.7	0.343	29635.2	216.63	0.73	99.27
Hijuela Pontis	0.8	0.3	197.0	256.1	0.220	19008.0	12.81	0.07	99.93
Hijuela Los Alamos y Aura	1.5	0.1	1131.0	2013.2	0.186	16070.4	100.66	0.63	99.37
Hijuela El Progreso	2.1	0.7	105.0	371.7	0.755	65232.0	18.59	0.03	99.97
Hijuela Funes	1.2	0.4	252.0	476.3	0.128	11059.2	23.81	0.22	99.78
Hijuela Segura	1.8	0.3	348.0	831.7	0.386	33350.4	41.59	0.12	99.88
Hijuela Palmera 1	1.0	0.7	216.0	516.2	0.350	30240.0	25.81	0.09	99.91
Hijuela Palmera 2	1.5	0.5	81.0	197.6	0.332	28684.8	9.88	0.03	99.97
Hijuela San Francisco (TulUAMaya)	1.0	0.5	238.0	502.2	0.250	21600.0	25.11	0.12	99.88
Rama Santos Lugares	1.7	0.7	213.0	643.3	0.592	51148.8	32.16	0.06	99.94
Hijuela El PIUAMero	0.6	0.6	113.0	210.2	0.263	22723.2	10.51	0.05	99.95
Hijuela Quinteros	0.8	0.5	69.0	120.1	0.202	17452.8	6.00	0.03	99.97
Hijuela 2°del Carmen	1.0	0.7	1226.0	2795.3	0.563	48643.2	139.76	0.29	99.71
Hijuela 3 Hermanos	0.7	0.6	108.0	198.7	0.363	31363.2	9.94	0.03	99.97
Hijuela Cano	1.6	0.8	91.0	282.1	0.362	31276.8	14.11	0.05	99.95
Hijuela Divisadero Norte	1.5	0.5	209.0	516.2	0.520	44928.0	25.81	0.06	99.94
Hijuela Llosa	1.0	0.5	77.0	157.1	0.201	17366.4	7.85	0.05	99.95
Hijuela Centro	1.0	0.8	83.0	210.8	0.220	19008.0	10.54	0.06	99.94

Con los datos obtenidos a campo, se estimaron las eficiencias de conducción para cada Unidad de Manejo de la Cuenca, siguiendo con la metodología detallada anteriormente. A continuación se presenta una tabla donde se resumen los resultados.

Tabla 3: Eficiencia de conducción de las Unidades Administrativas de Manejo de la Cuenca del Río Mendoza

Zona	UAM	Cauce	Ef. Tierra(en long.total)	Ef. Media hijuelas	Ef. Media canales y ramas	Long. canales y ramas	Long. hijuelas	Eft UAM	Ef. rev	Media Ef rev.	Long. rev.	Long. tierra	Ef UAM
			%	%	%	km	km	%	%	%	km	km	%
1°	Chacras de Coria	Hijuela Chacras (2016)	71.4	-	73.9	0.00	16.32	73.9	-	-	-	16.32	73.9
		Hijuela La Falda	76.3						-	-			
	Compuertas-Vistalba	Canal Compuertas	95.5	95.5	-	8.93	-	95.5	99.3	99.3	0.85	8.08	95.9
	Margen Derecha	Canal Corvalán	82.2	70.0	-	23.95	-	70.0	-	99.3	1.25	22.71	71.6
		Rama Lunlunta (2016)	65.2						99.3				
		Rama Totorá	62.7						-				
2°	Algarrobal	Hij. Arena (del norte)	61.2	90.8	63.7	4.58	18.06	69.2	98.1	97.1	4.30	16.81	74.9
		Hij. Scaiola	66.2						93.4				
		Rama Algarrobal	90.8						100.0				
	Luján	Canal Solanilla	72.8	72.8	82.3	12.28	20.02	78.7	98.6	98.6	3.55	28.74	80.9
		Hij. Morales	83.2						-				
		Hij. Villanueva	81.3						-				
	Mathus Hoyos	Hij. San Francisco	77.5	-	66.6	0.00	30.85	66.6	95.3	95.3	13.82	17.03	79.4
		Hij. Tapón Mayán	55.7						95.2				
	Matriz Gil	Hij. Delgado	96.9	-	92.7	0.00	17.83	92.7	99.1	99.4	1.46	16.37	93.2
		Hij. Gil	88.5						99.8				
	Sobremonte	Hij. Sánchez	82.4	60.4	82.4	6.18	6.73	71.9	96.6	97.5	9.45	3.45	90.6
		Rama Sobremonte	60.4						98.4				
3°	Barrancas	Canal Barrancas	84.7	84.7	92.4	12.09	0.38	84.9	99.9	100.0	0.08	12.39	85.0
		Hij. La Capilla	92.4						-				
	Céspedes	Canal Isla	66.6	64.7	90.3	28.50	3.20	67.3	98.7	97.8	6.74	24.96	73.8
		Canal Mercery	65.5						98.1				
		Canal Valle Hermoso	71.1						-				
		Hij. Morichetti N°2	90.3						-				
		Rama San Roque Unificada	55.8						96.5				
		Canal Gómez	89.1						97.8				
	Cruz de Piedra	Hij. 1° Gutiérrez	73.7	88.8	80.0	13.45	34.01	82.5	97.5	98.7	9.33	38.13	85.7
		Hij. 3° Gutiérrez	91.3						98.8				
		Hij. Bazán	86.7						99.6				
		Hij. Coquimbito	65.2						-				
		Hij. Pintos	62.6						-				
		Hij. Rosa Grande	81.3						-				
		Canal Ortega	88.5						98.5				

		Hij. Amat	68.8						-				
		Hij. Pontis	94.0						99.9				
		Hij. Perucci	96.7						-				
	Rodeo-Beltrán	Hij. Los Álamos y Aura	77.8	-	77.8	0.00	5.62	77.8	98.8	98.8	1.13	4.49	82.0
4°	Jocolí	Hij. El Progreso	89.0	-	72.7	0.00	40.47	72.7	99.9	99.8	0.71	39.76	73.2
		Hij. Funes	53.2						99.6				
		Hij. Segura	75.8						99.8				
	TulUMaya	Hij. Colonia Nueva Italia	42.8	48.0	78.7	17.86	47.03	70.2	-	99.8	1.78	63.11	71.0
		Hij. La Palmera 1	83.9						99.8				
		Hij. La Palmera 2	92.9						99.9				
		Hij. San Francisco	72.0						99.8				
		Hij. Moyano	95.6						99.8				
		Hij. Especial Moyano	84.8						-				
		Rama Santos Lugares	48.0						-				
5°	California	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	99.4
	Costa de Araujo	Hij. El PIUAMero	87.0	-	89.2	0.00	25.21	89.2	99.9	99.8	1.52	23.69	89.9
		Hij. Quinteros	83.9						99.9				
		Hij. Segunda del Carmen	90.7						99.4				
		Hij. Tres Hermanos	95.3						99.9				
	Gustavo André	Hij. Los Lotes	80.5	-	80.5	0.00	5.52	80.5				5.52	80.5
6°	Galigniana	Hij. Cano	68.4	-	82.7	0.00	31.81	82.7	99.9	99.9	0.46	31.35	83.0
		Hij. Divisadero Norte	92.8						99.9				
		Hij. Llosa	83.7						99.9				
		Hij. Centro	85.9						99.9				

Las eficiencias de conducción más altas resultaron ser: California (99,4%) dado su alto grado de revestimiento², Compuertas-Vistalba (95,9%), Matriz Gil (93,2%) y Sobremonte (90,6%). Por otro lado, las eficiencias más bajas se encontraron en Tulumaya (71%), Margen Derecha (71,5%), Chacras de Coria (73,9%) y Algarrobal (74,9%).

La eficiencia de conducción de la Cuenca del Río Mendoza calculada como un promedio de la eficiencia de todas las unidades de manejo con datos es de 82,4%.

La siguiente figura muestra las UAM clasificadas según el valor de eficiencia de conducción obtenido.

² La red de riego en la Inspección California se encuentra revestida en su totalidad, salvo por los tramos terminales de las hijuelas (la forma de la red es en peine) que quedaron de tierra, pero no se consideraron ya que son de aproximadamente 1 km de longitud.

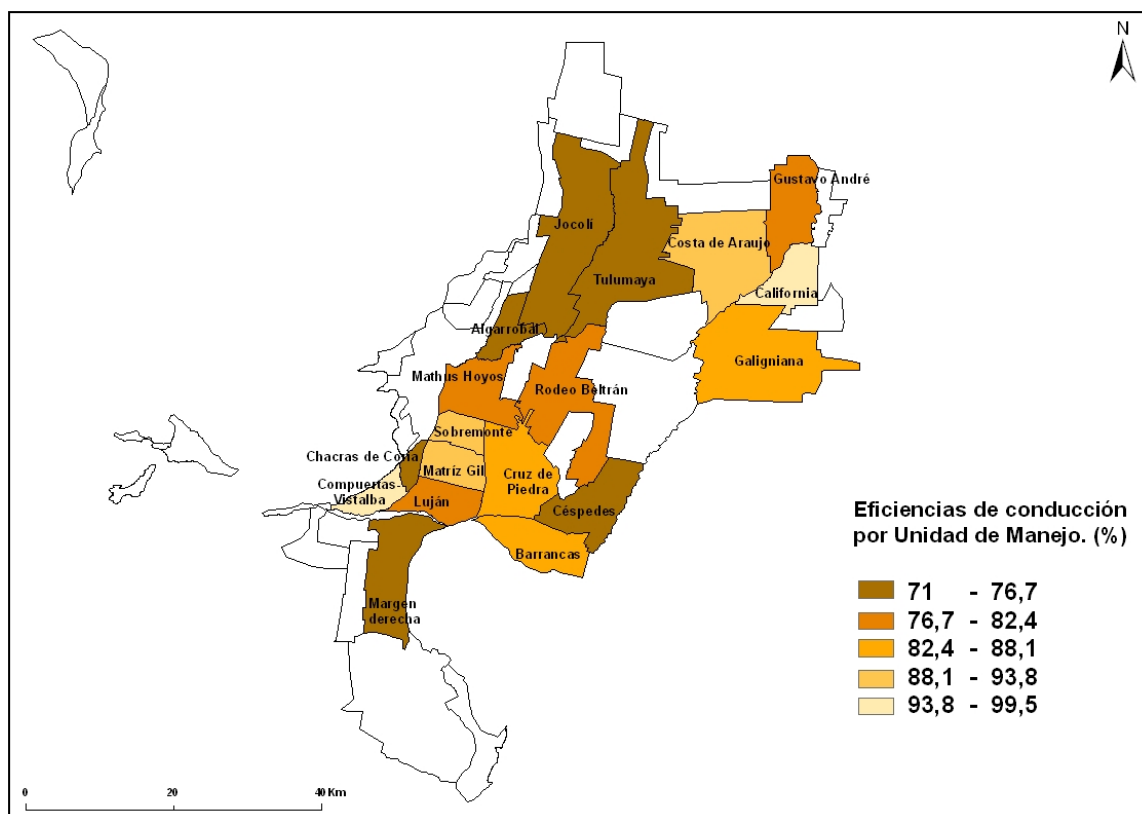


Figura 3: Unidades Administrativas de Manejo coloreadas en función de su eficiencia de conducción.

CONCLUSIONES

La eficiencia de conducción promedio de la red de riego del río Mendoza resultó ser elevada. Los valores calculados se condicen con estudios anteriores realizados en la Provincia de Mendoza, si bien el presente es el único trabajo que hace un relevamiento zonal en toda la cuenca.

Las eficiencias de conducción más bajas se encontraron en aquellas UAM donde la longitud media (r) de los cauces aforados es elevada. Si se observan atentamente las tablas presentadas anteriormente; se percibe que en general las eficiencias de conducción en tierra por kilómetro son elevadas; pero que al ser afectadas por largos recorridos de cauce, bajan considerablemente los valores.

Observando las figuras 2 y 3, se observa cierta correspondencia entre las eficiencias de conducción más bajas y las redes de riego con cauces de mayor extensión.

Se considera necesario realizar más mediciones que permitirían aumentar la representatividad del estudio. En UAM donde no se han aforado cauces de distinta jerarquía (canal, rama e hijuela); es especialmente importante contar con datos de los tipos de cauces faltantes.

A modo de reflexión sobre el método propuesto para la estimación de un solo número que caracterice la eficiencia de conducción en toda una unidad administrativa de manejo se debe aclarar su finalidad, sus consideraciones y sus debilidades (puntos donde se debe reforzar el estudio).

Cuando se planteó realizar este estudio, se confeccionó un método que, además de los valores de pérdida medidos a campo, tiene en cuenta variables como longitud de la red de riego y jerarquización e impermeabilización de la misma. De allí se desprenden las ponderaciones utilizadas para obtener los valores de Eficiencias de conducción a nivel de Unidades Administrativas de Manejo.

Es importante aclarar que no es factible comparar estos valores con los de un cauce en particular, pudiendo existir dentro de cada UAM situaciones que se alejan de los valores presentados. Es por ello que se expresa, también como resultado, las eficiencias de conducción por unidad de longitud de cada cauce (eficiencia en porcentaje por kilómetro de cauce). Este valor, si bien, no forma parte del cálculo final de la eficiencia, sirve para comparar con otros trabajos en los que se expresa, de esa manera, la eficiencia de conducción.

Como debilidad del método, además de la dificultad para encontrar secciones donde realizar los aforos y longitudes extensas de cauces donde la pérdida se pueda medir con los instrumentos a disposición, podemos nombrar la gran cantidad de información que requiere. No sólo valores puntuales de caudales, sino también el estado y grado de revestimiento de la red, su operación a nivel de unidad de manejo, su extensión y longitud.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Satlari, J.G. (2011). Infiltración y erosión: sus efectos sobre la red de canales a partir de la regulación del río Mendoza. Universidad Nacional de Cuyo. Mendoza.

Alam, M.M. y Bhutta, M.N. (2004) Comparative evaluation of canal seepage investigation techniques. *Agricultural Water Management* 66. 65-72 p.

Organización Meteorológica Mundial. (1994) Guía de prácticas hidrológicas. Adquisición y proceso de datos, análisis, predicción y otras aplicaciones. OMM- N° 168. ISBN: 92-63-30168-9

Liria Montañes, J. (1971). Hacia un estudio racional de las juntas y del drenaje de un canal revestido”. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Obras Hidráulicas, Centro de Estudios Hidrográficos. p. 3.

International Commission on Irrigation and Drainage, (1967). Controlling seepages losses from irrigation Canals. New Delhi

Aparicio Mijares, F.J. (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Ed. Limusa. México. 302 p.

Departamento General de Irrigación – Proyecto PNUD/FAO/ARG/00/008 (2008). Plan Director de Ordenamiento de Recursos Hídricos – Informe Principal. VolUAMen III: Cuenca del Río Tunuyán Anexo N° 3: Demanda Hídrica.

DIMENSIONAMIENTO DE UN EMBALSE DE REGULARIZACIÓN HIDROELÉCTRICO

Gustavo Jaldin Ochoa, Daniel Henrique Marco Detzel y Miriam Rita Moro Mine

Universidade Federal do Paraná, Brasil
Jardim das Américas 81531-990, Curitiba (PR) Caixa Postal 19011
Teléfono de contacto: +55 41 995968176
E-mail de los autores: gusjaldin@gmail.com; daniel@lactec.org.br; mrmine.dhs@ufpr.br

RESUMEN

El dimensionamiento de un embalse hidroeléctrico de regularización tiene como objetivo determinar el volumen útil que garantice con una probabilidad establecida, el caudal necesario para generar energía. Este trabajo tiene por finalidad el dimensionamiento de un embalse estableciendo una relación entre el volumen del reservatorio y un caudal regularizado asociada a una determinada confiabilidad en un dado horizonte de planeamiento; esta relación es referida en la literatura como Curva de Regularización. Para el dimensionamiento son comparados tres abordajes diferentes: un abordaje Empírico, otro Experimental y por último uno Exacto. El abordaje Empírico se basa en el método del Diagrama de Masa y en un Análisis Secuencial de Picos utilizando la serie histórica observada. El abordaje Experimental utiliza el método de Monte Carlo, mediante la utilización de series sintéticas. El abordaje Exacto consiste en la utilización de distribuciones de probabilidad y permite obtener el volumen con base en el máximo déficit acumulado de las series. El análisis es realizado con la utilización de una serie histórica de caudales de 84 años pertenecientes a una estación del río San Francisco, ubicado en Brasil.

ABSTRACT

The regularization-reservoir dimensioning for a hydropower plant aims to determine the useful volume that guarantees, with an established probability, the necessary flow to generate energy. The purpose of this article is the dimensioning of a reservoir by establishing a relationship between the volume of the reservoir and a regularized flow associated with a certain reliability in a given planning horizon. This relationship is referred in the literature as Regularization Curve. For the dimensioning, three different approaches are compared: an Empirical approach, another Experimental one and finally an Exact one. The Empirical approach is based on the method of the Mass Diagram and a Sequential Analysis of Peaks using the observed historical series. The Experimental approach uses the Monte Carlo method, using synthetic series. The Exact approach consists in the use of probability distributions and allows to obtain the volume based on the maximum cumulative deficit of the series. The analysis is carried out with the use of a historical series of flows of 84 years belonging to a station of the San Francisco River, located in Brazil.

INTRODUCCIÓN

El dimensionamiento de un embalse hidroeléctrico de regularización tiene como objetivo determinar el volumen útil que garantice el caudal necesario para generar energía. Con el uso de métodos estocásticos, como los presentados en este artículo, este volumen puede ser vinculado a una probabilidad de falla al atendimento del caudal a ser regularizado.

Los embalses de regularización brindan la posibilidad de guardar agua de un periodo lluvioso para ser utilizado en un periodo seco, también ofrecen la posibilidad de amortiguar crecidas que pueden generar inundaciones.

La dificultad de obtener fuentes de agua dulce, los cambios climáticos así como el aumento de la contaminación y el aumento de la demanda humana de agua han mostrado la necesidad de estudios cada vez más profundos sobre el dimensionamiento de embalses de regularización.

OBJETIVO

Este trabajo tiene por finalidad el dimensionamiento de un embalse por medio de la Teoría Estocástica de Embalses, la cual consiste en establecer una relación entre el volumen del reservatorio y un caudal regularizado asociado a una determinada confiabilidad en un dado horizonte de planeamiento; esta relación es referida en la literatura como Curva de Regularización (CR).

LOCAL DE ESTUDIO

El análisis es realizado con la utilización de una serie histórica de caudales naturales de 84 años, en escala mensual, pertenecientes al río San Francisco ubicado en Brasil, el cual nace en el Estado de Minas Gerais y desemboca en el océano Atlántico. En el sector analizado actualmente se encuentra el embalse hidroeléctrico de Sobradinho que tiene un volumen útil de 28,669 hm³, garantizando un caudal regulado de 2,060.00 m³/s y una potencia total instalada de 1,050.00 MW (CHESF, 2017).

METODOLOGÍA

La serie histórica de caudales naturales utilizados corresponde al caudal que ocurriría en la sección del río si no hubiese acciones antrópicas en la cuenca contribuyente. La serie utilizada corresponde al periodo de enero de 1931 a diciembre de 2014 (84 años, o 1,008 meses) y fue obtenida del sitio web del ONS (Operador Nacional del Sistema) que es la entidad responsable por la coordinación y control del Sistema Eléctrico Brasileiro.

Para el dimensionamiento del embalse primero se determinó el máximo caudal que puede ser regularizado. Para este cálculo se consideró que el embalse sólo tiene una salida de agua, la cual es realizada por descargas operadas y es constante a lo largo del tiempo (no fueron consideradas pérdidas por evaporación ni infiltración). Para este cálculo se aplicó el principio de conservación de la masa, o balance hídrico, mediante la ecuación 1.

$$V_0 + \sum_{t=1}^n Q_t = nR + V_n \quad (1)$$

Donde:

V_0 = Volumen inicial del embalse

V_n = Volumen final

Q_t = Caudal afluente en un periodo t

R = Caudal regularizado

n = Horizonte de planeación

Suponiendo que el volumen final del embalse sea igual al volumen inicial, según la ecuación 1 el máximo caudal que puede ser regularizado corresponde al caudal medio de largo plazo.

El volumen útil del embalse puede ser entendido como el volumen de almacenamiento necesario para garantizar un caudal regulado constante durante el periodo más crítico de sequía observado (Lopes y Santos, 2002).

Para el dimensionamiento fueron comparados tres abordajes diferentes: un abordaje Empírico, otro Experimental y por último un abordaje Exacto.

Abordaje Empírico

El abordaje Empírico se basa en el método del Diagrama de Masa establecido por Rippl (1883), el cual envuelve encontrar el Máximo Déficit Acumulado (MDA) entre el caudal regularizado y la afluencia histórica. El Diagrama de Masa corresponde a la integral de un hidrograma, siendo un diagrama de volúmenes acumulados que afluyen al embalse, donde las rectas tangentes de la curva corresponden a los caudales naturales del curso de agua en cada instante considerado. El volumen útil del embalse por el método de Rippl fue calculado mediante la ecuación 2.

$$V_a = \max_{1 \leq i \leq j \leq T} \left(\sum_{t=i}^j R_t - Q_t \right) \Delta t \quad (2)$$

Donde:

V_a = Volumen útil del embalse

R_t = Caudal regularizado durante un intervalo de tiempo entre t y T

Q_t = Caudal afluente durante un intervalo de tiempo entre t y T

Δt = Intervalo de tiempo considerado (en este caso, el número de segundos en un mes)

La otra metodología empírica abordada consiste en un Análisis Secuencial de Picos, establecido por Thomas (1963) la cual consiste en una modificación de la técnica de Rippl. Se utilizó la siguiente secuencia para abordar esta metodología:

$$V_0 = 0 \quad (3)$$

Se calculó V_t para dos veces el tamaño de la serie histórica utilizando la siguiente ecuación:

$$V_t = \begin{cases} R_t - Q_t + V_{t-1}, & \text{si es positivo} \\ 0, & \text{si es negativo} \end{cases} \quad (4)$$

$$V_a = \max V_t \Delta t \quad (5)$$

Donde:

V_t = Volumen requerido

Q_t = Caudal afluente

R_t = Caudal regularizado

t = Instante de tiempo analizado

V_a = Volumen útil del embalse

Una característica importante del abordaje Empírico es que asume que los eventos del pasado se repetirán en el futuro.

Abordaje Experimental

El abordaje Experimental complementa las técnicas empíricas descritas anteriormente. La serie histórica representa apenas una de las posibles realizaciones de un proceso estocástico, donde se puede imaginar que la naturaleza “sorteó” la serie histórica según algún conjunto de leyes

probabilísticas. Un nuevo sorteo redundaría en otra serie, diferente de la histórica pero igualmente probable (Neira, 2005). Se disponen de varios modelos teóricos que permiten, artificialmente, realizar tantos sorteos cuantos fueran necesarios para el estudio que se quiere realizar. Cada sorteo es asociado a una serie de caudales, llamada serie sintética, que permite obtener un volumen de reservatorio a través del mismo Análisis Secuencial de Picos utilizado en el abordaje Empírico. Debido a la no estacionalidad de los caudales medios mensuales se optó por realizar la generación de series sintéticas en dos etapas: primero generando series sintéticas anuales y después desagregando las series anuales obtenidas en valores mensuales. En este trabajo fue utilizado el método de Monte Carlo, mediante la utilización de series sintéticas, permitiendo la determinación de probabilidades o tiempos de recurrencia de los almacenamientos. Fue utilizado un modelo de generación de series sintéticas ARIMA (Modelo Autorregresivo Integrado de Media Móvil) (Box *et al.*, 2008) para series anuales. Se generaron un número de series igual a 3,000 que fue considerado suficiente para una buena representatividad del MDA para Sobradinho (Detzel *et al.*, 2016).

El modelo ARIMA tiene como base de su formulación la reproducción de la estructura de autocorrelación de la serie evaluada. Para el ajuste del modelo, fue utilizado el procedimiento tradicional iterativo de Box & Jenkins (identificación, estimación de parámetros y validación del modelo). El modelo escogido para la serie anual evaluada fue el modelo AR (1) también llamado modelo Markoviano y es descrito según la ecuación 6.

$$z_t = \varphi_1 z_{t-1} + a_t \quad (6)$$

Donde:

z_t = Serie temporal

φ_1 = Parámetro autorregresivo

a_t = Serie de residuos (independientes e idénticamente distribuidos) del modelo

Para más detalles del proceso de identificación, estimación de parámetros y validación del modelo revisar Box *et al.* (2008).

Para la desagregación de las series anuales fue utilizado el método de los Escenarios Hidrológicos propuesto por Groszewicz *et al.* (1991), el cual realiza la desagregación año por año y envuelve un procedimiento de sorteo.

Los escenarios se refieren a los números adimensionales resultantes de ecuación 7.

$$c_{i,j} = \left(\frac{q_{1,j}}{\mu_{q,j}}, \frac{q_{2,j}}{\mu_{q,j}}, \dots, \frac{q_{12,j}}{\mu_{q,j}} \right); i = 1, 2, \dots, 12 \text{ y } j = 1, 2, \dots, n \quad (7)$$

Donde:

$c_{i,j}$ = Escenario hidrológico determinado

$q_{i,j}$ = Caudales observados en el mes i y año j

$\mu_{q,j}$ = Caudal medio observado en el año j

n = Número de años de la serie histórica

Cada escenario calculado reproduce el comportamiento estacional del año j .

Para cada año j de las series sintéticas generadas, fue sorteado uno de los escenarios hidrológicos calculados y se aplicó la ecuación 8.

$$q_{i,j}^m = (q_j^a c_{1,r}, q_j^a c_{2,r}, \dots, q_j^a c_{12,r}); i = 1, 2, \dots, 12; r = 1, 2, \dots, n \quad (8)$$

Donde:

$q_{i,j}^m$ = Vector de caudales medios para el mes i del año j

q_j^a = Caudal anual generado para el año j

$c_{i,r}$ = Escenario sorteado

Posteriormente se verificó la compatibilidad del caudal desagregado para diciembre del año j con el caudal desagregado para enero del año $j + 1$. En caso de existir incompatibilidad se realizó un nuevo sorteo de un nuevo escenario y se repitió la ecuación 8 para el nuevo escenario sorteado hasta encontrar un escenario compatible. Para la verificación de esta compatibilidad interanual primero se calculó las 83 razones entre el 1° mes del año $i + 1$ y el 12° mes del año i de la serie histórica. Luego fueron obtenidos el valor máximo y mínimo de estas razones, las que sirvieron como parámetros de comparación para la aceptación o rechazo del escenario sorteado.

Una vez generadas las 3,000 series sintéticas fueron calculados los respectivos volúmenes útiles para cada serie mediante el Análisis Secuencial de Picos mostrado anteriormente. El intervalo de confianza de los resultados fue calculado mediante la ecuación 9 (Haan, 1977).

$$IC = \mu \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, n-1} \sigma \quad (9)$$

Donde:

IC = Intervalo de confianza

μ = Valor medio de los volúmenes útiles calculados en las series sintéticas

σ = Desviación estándar de los volúmenes útiles calculados en las series sintéticas

t = Variable distribuida según T-Student

α = Nivel de confianza (asumido en este trabajo como 95%)

$n - 1$ = Grados de libertad

Abordaje Exacto

El abordaje Exacto consiste en la utilización de distribuciones de probabilidad y permite obtener el volumen con base en el máximo déficit acumulado de las series de caudal. Este abordaje se realizó por medio de dos metodologías. La primera corresponde a un análisis de Moran (1954) y la segunda a un análisis de amplitudes y déficits (Gomide, 1975).

El análisis de Moran es formulado en un tiempo discreto, con el embalse formado por un número k , finito y definido de estados, alimentado por una secuencia de variables aleatorias discretas, idénticamente distribuidas e independientes en serie. La cantidad de agua almacenada en el embalse sigue un proceso estocástico denominado cadena de Markov simple, homogénea, con un conjunto de estados k y una matriz de transición con “fronteras reflexivas”, lo que significa que cuando lleno, el embalse permanece lleno hasta el momento en que el caudal de entrada sea menor que el de salida, o sea, hasta que la entrada líquida sea negativa; por otro lado, cuando el embalse está vacío, el mismo permanece vacío hasta que la entrada líquida sea positiva (Gomide, 2012). La probabilidad de transición de un estado j para un estado i es dada

por la ecuación 10.

$$p_{i,j} = \text{Prob}(X_{t+1} = i | X_t = j); \sum_i p_{i,j} = 1, \forall j \quad (10)$$

Donde:

$p_{i,j}$ = Probabilidad de transición de un estado j para un estado i

X_t = Estado del embalse en un tiempo t

La matriz P formada por los elementos $p_{i,j}$ es denominada matriz de transición. La probabilidad de transición de un estado j para un estado i en m pasos es dada por la matriz P^m . Moran utilizó los estados X_t para modelar el estoque de agua de un embalse, de forma que los estados representan las variaciones de volumen ($X_t = V_t$). La matriz de transición se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1.- Matriz de transición

		Estado actual j								
Estado futuro i		0	1	2	3	...	$k-2$	$k-1$	k	$k+1$
	0	l_0	l_{-1}	l_{-2}	l_{-3}	...	l_{-k+2}	l_{-k+1}	l_{-k}	l_{-k-1}
	1	p_1^*	p_0	p_{-1}	p_{-2}	...	p_{-k+3}	p_{-k+2}	p_{-k+1}	p_{-k}^*
	2	p_2^*	p_1	p_0	p_{-1}	...	p_{-k+4}	p_{-k+3}	p_{-k+2}	p_{-k+1}^*
	3	p_3^*	p_2	p_1	p_0	...	p_{-k+5}	p_{-k+4}	p_{-k+3}	p_{-k+2}^*
	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\ddots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
	$k-2$	p_{k-2}^*	p_{k-3}	p_{k-4}	p_{k-5}	...	p_0	p_{-1}	p_{-2}	p_{-3}^*
	$k-1$	p_{k-1}^*	p_{k-2}	p_{k-3}	p_{k-4}	...	p_1	p_0	p_{-1}	p_{-2}^*
	k	p_k^*	p_{k-1}	p_{k-2}	p_{k-3}	...	p_2	p_1	p_0	p_{-1}^*
	$k+1$	u_{k+1}	u_k	u_{k-1}	u_{k-2}	...	u_3	u_2	u_1	u_0

$$p_k^* \neq p_k, \forall k$$

Donde los elementos de la primera y última línea son:

$$l_{-j} = p_{-j} + p_{-j-1} + p_{-j-2} + \dots \quad (j = 0, 1, 2, \dots, k+1) \quad (11)$$

$$u_j = p_j + p_{j+1} + p_{j+2} + \dots \quad (j = 0, 1, 2, \dots, k+1) \quad (12)$$

Donde se puede interpretar a l y u como “lower” y “upper bounds”, en el sentido de embalse vacío o lleno, respectivamente. El análisis de Moran considera las grandezas volumétricas padronizadas. Siendo $V_t = 0$ el embalse vacío y $V_t = k+1$ el embalse lleno.

El análisis de Gomide aplica Cadenas de Markov para embalses considerando una matriz de transición con frontera superior reflexiva e inferior absorbente, es decir, considera que si el embalse cae en un estado vacío el mismo nunca más consigue salir de ese estado hasta el final del horizonte de planeamiento. Esta consideración altera la primera columna de la matriz de transición mostrada en la Tabla 1, que pasa a asumir el vector $[1 \ 0 \ \dots \ 0]_{k+1}$.

La distribución de probabilidades del MDA es dada por la ecuación 13, siendo una distribución exacta válida para cualquier horizonte de planeamiento y para cualquier nivel de regularización.

$$F[MDA \leq k] = rP^m\theta^T \quad (13)$$

Donde:

P = Matriz de transición

m = Horizonte de planeamiento

r = Vector representado por el vector: $[0 \ 1 \ 1 \ \dots \ 1 \ 1]_{k+2}$

θ^T = Vector columna, cuyo transpuesto es el vector: $[0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 0 \ 1]_{k+2}$

$F[MDA \leq k]$ es la probabilidad de que el embalse, inicialmente lleno, llegue al enésimo intervalo de tiempo en cualquier estado menos el vacío. Como el estado vacío es absorbente, esto equivale a decir que el embalse nunca quedó vacío a lo largo de todo el período, o sea, el embalse fue operado con suceso.

Curva de Regularización

La construcción de la CR fue realizada a través de la atribución de diversos valores de caudal regularizado y la subsecuente determinación de MDA. La CR asocia para cada volumen útil un caudal garantizado o firme, el volumen útil es dado por el concepto del MDA. La cuantificación de la probabilidad de suceso fue realizada a través del abordaje Experimental, asociando el concepto de Tiempo de Retorno (TR) o recurrencia.

El máximo déficit acumulado fue obtenido utilizando el siguiente algoritmo:

$$D(0) = 0 \quad (14)$$

$$D(t) = \max \left\{ \begin{array}{l} D(t-1) + R_t - Q_t \\ 0 \end{array} \right. \quad (15)$$

Para $t = 1, 2, \dots, n$

$$D_{\max} = \max[D(1), D(2), \dots, D(n)] \quad (16)$$

Donde:

$D(t)$ = Déficit acumulado en el tiempo t

$D_{\max}$ = Máximo déficit acumulado (MDA)

R_t = Caudal regularizado

Q_t = Caudal afluente en el tiempo t

n = Extensión del periodo

Para el cálculo de Curvas de Regularización para diferentes TR fue utilizado el siguiente algoritmo con las series sintéticas generadas.

1. Estipular un TR
2. Estipular una demanda (R_t)
3. Para cada serie generada calcular el MDA
4. Ordenar el vector MDA de manera creciente
5. Calcular la probabilidad de suceso asociada al TR
6. Buscar en el vector ordenado TR el elemento j igual al tamaño de la serie multiplicada por la probabilidad de suceso
7. Alterar la demanda y retornar al paso 2
8. Alterar el TR y retornar al paso 1

Para el cálculo fue considerada la vida útil del sistema igual al tamaño de la serie histórica.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Para el cálculo del embalse se utilizó una regularización del 80% del caudal medio de largo plazo, este caudal regularizado corresponde a $2,100.00 \text{ m}^3/\text{s}$. Este valor es muy próximo al valor del caudal regularizado del embalse actualmente en operación ($2,060.00 \text{ m}^3/\text{s}$; CHESF, 2017).

Abordaje Empírico

El abordaje Empírico se limita a los cálculos realizados con la serie histórica de caudales. El Diagrama de Masa obtenida mediante el método de Rippl se muestra en la Figura 1. Donde se puede evidenciar que la máxima diferencia acumulada fue el registrado en los últimos meses del periodo histórico, coincidiendo con el periodo de mayores secas registradas en la región.

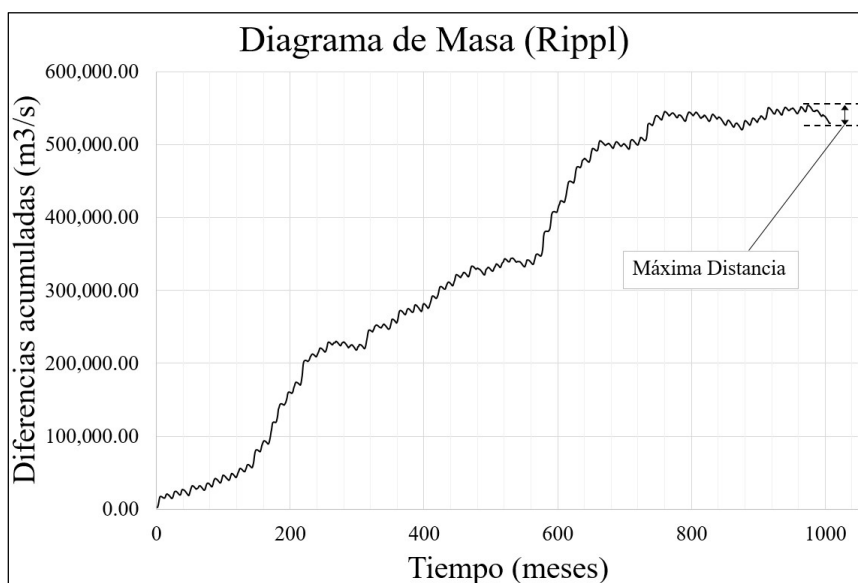


Figura 1.- Diagrama de Masa

El Análisis Secuencial de Picos se muestra en la Figura 2. El análisis fue realizado para un periodo histórico igual al doble registrado, la figura muestra un evidente crecimiento de la curva del MDA en los últimos años, que coinciden con las mayores secas históricas registradas, las cuales generan un gran impacto en los valores calculados del MDA.

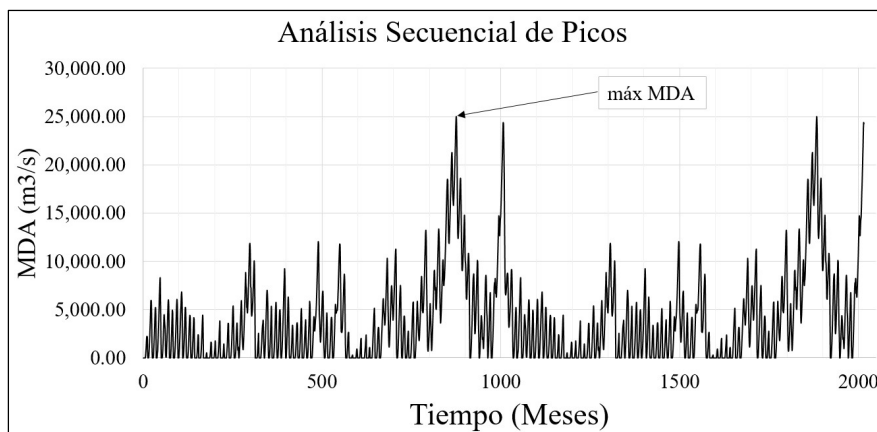


Figura 2.- Análisis Secuencial de Picos

Los resultados obtenidos por medio del abordaje Empírico se muestran en la Tabla 2. Como era de esperarse los resultados son muy similares ya que se trabajó con la misma serie histórica mensual para el mismo registro de datos.

Tabla 2.- Resultados del abordaje Empírico

Método	MDA (m ³ /s)	Volumen (hm ³)
Rippl	24,348.00	63,110.00
Análisis Secuencial de Picos	24,951.00	64,672.00

Abordaje Experimental

Para el abordaje Experimental fueron generadas 3,000 series sintéticas anuales por medio de un modelo autorregresivo AR1, que fue el que mejor se ajustó a la serie.

Las series sintéticas anuales fueron desagregadas en mensuales utilizando los Escenarios Hidrológicos calculados, los cuales se muestran en la Figura 3. Donde se puede observar que los escenarios hidrológicos presentan gran variabilidad en el periodo lluvioso en relación al periodo seco.

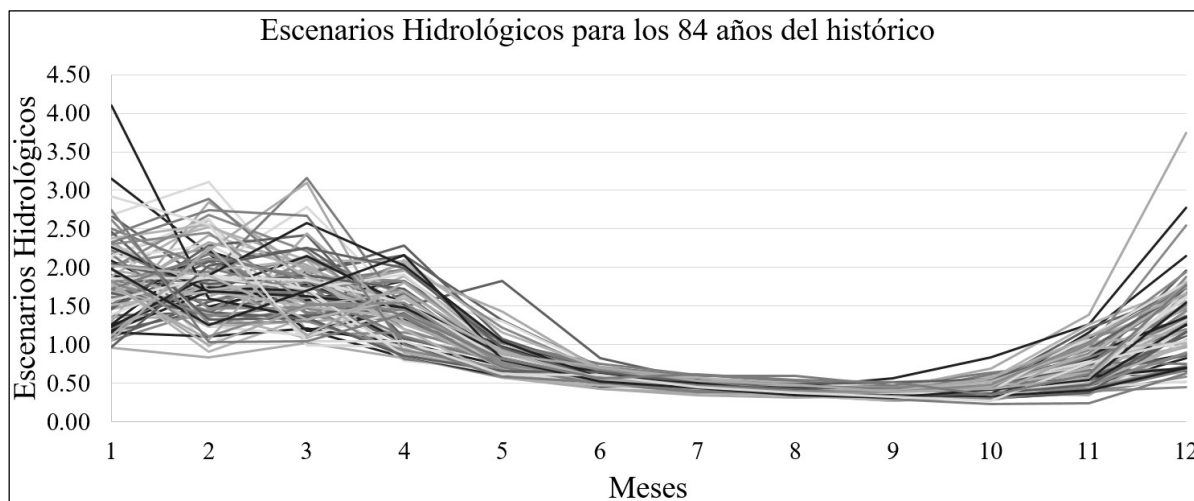


Figura 3.- Escenarios Hidrológicos de la serie histórica

Posteriormente fue aplicado un Análisis Secuencial de Picos a las series mensuales generadas para determinar el MDA (Figura 4) y los volúmenes útiles (Figura 5) para cada serie generada, el resultado del abordaje Experimental es mostrado en la Tabla 3.

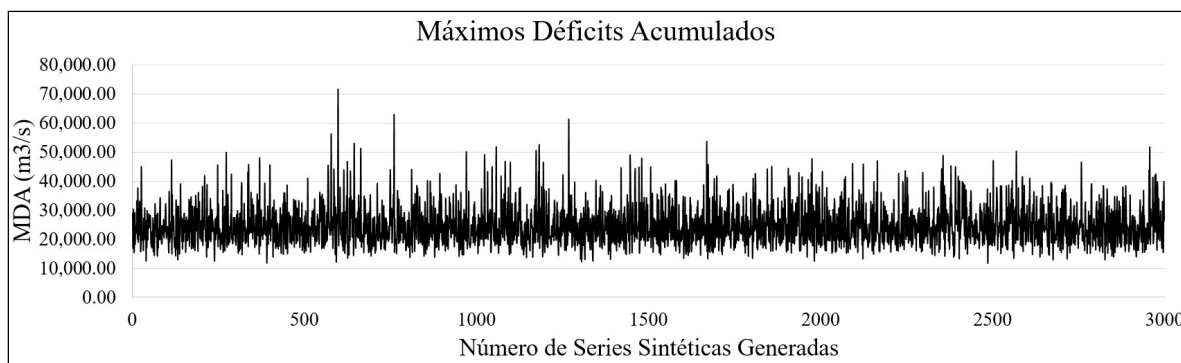


Figura 4.- MDA de las 3000 series sintéticas mensuales generadas

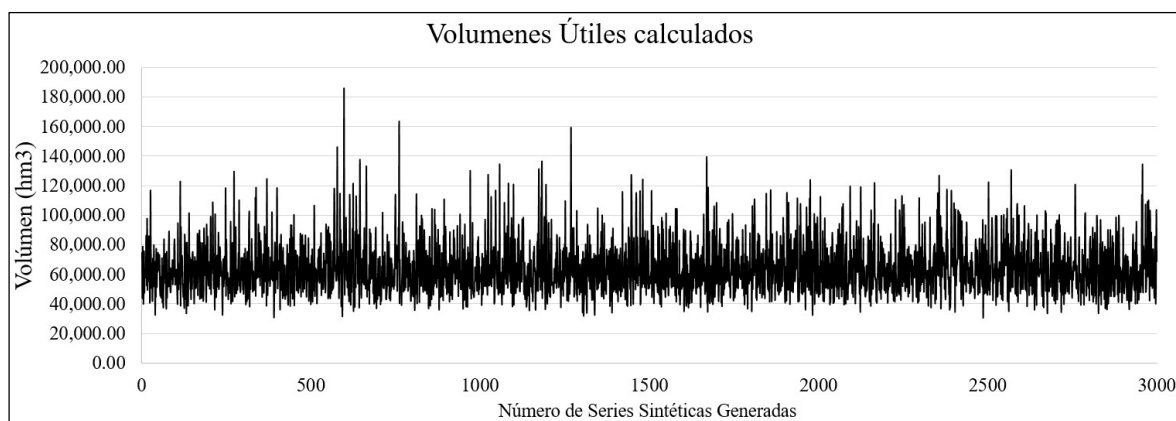


Figura 5.- Volúmenes Útiles calculados para las 3000 series sintéticas mensuales generadas

Tabla 3.- Resultado del abordaje Experimental

Método	MDA (m³/s)	Volumen (hm³)
Experimental para 3,000 series sintéticas	24,679.75 ± 421.06	63,971.00 ± 1,091.00

Abordaje Exacto

Se realizó el análisis de Moran para un embalse de 64,000 hm³, el resultado se muestra en la Tabla 4 donde se observa que la probabilidad de que el embalse esté vacío en 100 años de vida útil es de 1%, independientemente del volumen inicial que tenga.

Tabla 4.- Resultados obtenidos por el método de Moran

Probabilidad de que el embalse se encuentre vacío en n años			
n (años)	10	50	100
Embalse inicialmente lleno	0.01	0.01	0.01
Embalse inicialmente con 50% de su capacidad	0.01	0.01	0.01

En el análisis de Gomide para un volumen de 64,000 hm³ se obtuvo los resultados mostrados en la Tabla 5.

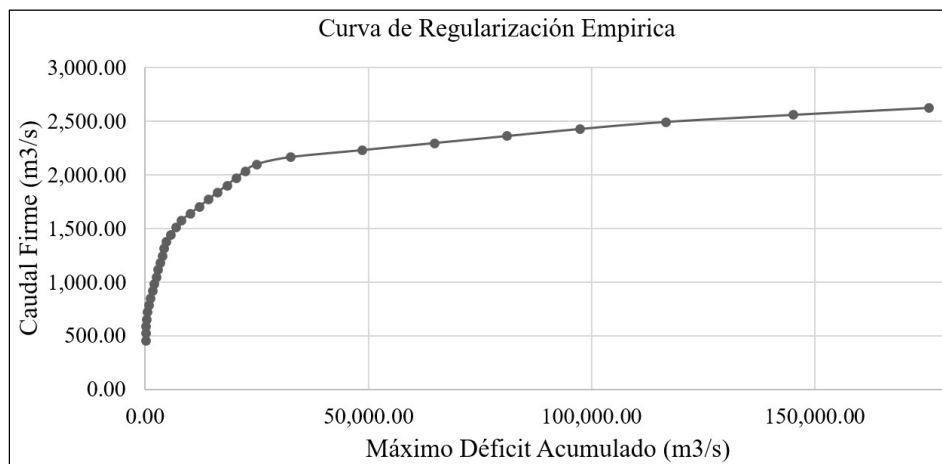
Tabla 5.- Resultados obtenidos por el método de Gomide

Probabilidades de que al menos una vez ocurra un racionamiento para un embalse con vida útil variable de 10 a 100 años.				
n (años)	10	50	80	100
Embalse inicialmente lleno	0.05	0.28	0.42	0.49
Embalse inicialmente con 50% de su capacidad	0.11	0.33	0.45	0.52

Los resultados muestran que para el caso de 80 años de vida útil, similar al tiempo de la duración de la serie histórica, la probabilidad de racionamiento es de 42% si el embalse empieza inicialmente lleno y de 45% si el mismo inicia con la mitad de su capacidad.

Curva de Regularización

La CR obtenida por el método empírico para la serie histórica se muestra en la Figura 6, donde claramente se relacionan el Caudal Regulaizado (Caudal Firme) que puede ser mantenido y su correspondiente MDA.

**Figura 6.-** Curva de Regularización calculada a partir de la serie histórica mensual

Se realizó la evaluación de la probabilidad de suceso del déficit estimado por el método empírico mediante el Análisis Secuencial de Picos (MDA=24,951.00 m³/s). Para este análisis primero se calculó la curva de probabilidad de suceso con los 3,000 valores de MDA calculados utilizando las series sintéticas mensuales, los cuales fueron distribuidos utilizando las posiciones de trazado de Weibull. Una vez generada la curva se ubicó el MDA obtenido por el método empírico en la curva y se relacionó con la probabilidad de suceso (Figura 7). Mediante esta correlación se determinó que la probabilidad de suceso del MDA empírico es de 59.2%. Para este valor de probabilidad y para una vida útil de 80 años (aproximadamente igual al tamaño de la serie evaluada) se determinó que el Tiempo de Retorno del MDA corresponde a 160 años. Este último cálculo se realizó mediante la ecuación 17.

$$p(MDA \leq V_{\text{útil}}) = \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^m \quad (17)$$

Donde:

$p(MDA \leq V_{\text{útil}})$ = Probabilidad de suceso constante a lo largo de m años

$V_{\text{útil}}$ = Vida útil

TR = Tiempo de Retorno

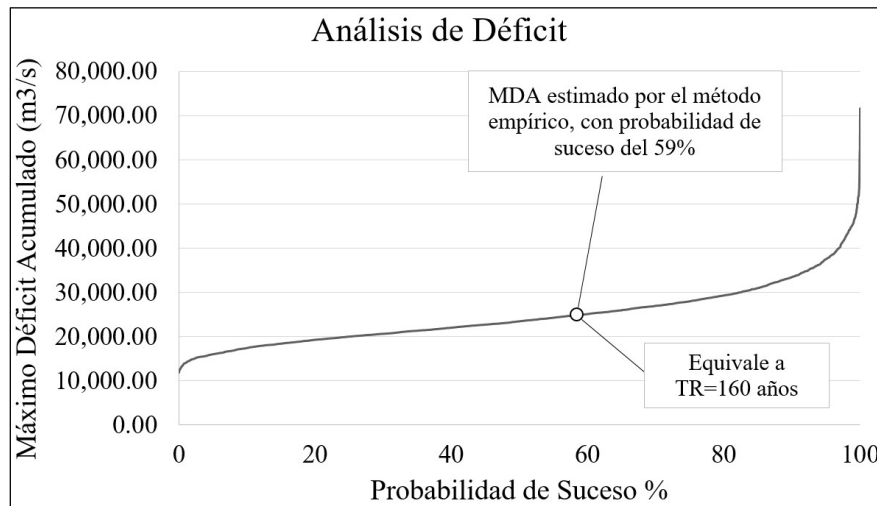


Figura 7.- Evaluación de la probabilidad de suceso del MDA estimado por el método empírico

Las CRs para diversos TR para una vida útil de 80 años se muestran en la Figura 8, la misma fue obtenida por medio del abordaje experimental asociada al concepto del TR.

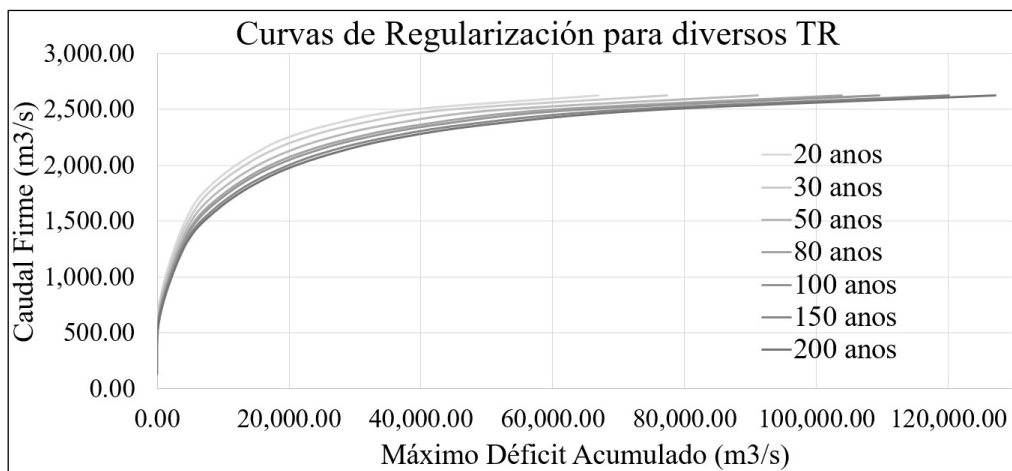


Figura 8.- Curvas de Regularización para diversos TR

CONCLUSIONES

En base a los diferentes abordajes considerados se estimó un volumen útil del embalse de 64,670 hm³ con un MDA de 24,950 m³/s y una probabilidad de racionamiento del 42% si el embalse inicia lleno y de 45% si inicia con la mitad de su capacidad para una vida útil de 80 años.

En el abordaje Empírico, la capacidad del embalse es una función directa del tamaño del registro y comúnmente sucede que el número de años del registro son completamente diferentes a la vida económica del embalse. El diagrama de masa acumulado que se emplea, no permite la estimación del riesgo con el cual el proyectista pueda tomar decisiones con respecto al déficit de agua, en períodos de escorrentía baja.

Debido a que las escorrentías tienen un fuerte comportamiento aleatorio, se requiere estudiar las características que reflejan la variabilidad de las observaciones mediante un enfoque experimental, de tal manera que se pueda reproducir secuencias con iguales características que la original (series sintéticas), para utilizarlas en la determinación de capacidad de embalse y con ellas valorar el riesgo y la incerteza mediante una distribución de probabilidades de las capacidades estimadas de esa forma.

El abordaje Exacto permitió la determinación de distribuciones probabilísticas y momentos estadísticos para el MDA y los caudales regulados.

Siendo que los únicos datos que se disponen son las observaciones de las descargas en un período de tiempo dado, esta estimación estará sujeta a riesgos e incertezas debido a los propios errores de muestreo en las observaciones y por no existir un registro lo suficientemente grande del cual se puedan extraer informaciones que representen exactamente al fenómeno hidrológico de escorrentía. Un claro ejemplo es que el embalse actual tiene un volumen útil de 28,669 hm³, prácticamente la mitad del volumen calculado en este trabajo. Esta diferencia podría ser dada debido a que el embalse fue inaugurado en el año 1979, es decir, con aproximadamente 45 años de mediciones de caudal en la zona. Considerando sólo los datos correspondientes a este periodo de estudio, el resultado obtenido es similar al volumen real del embalse (MDA=11,767.00 m³/s, Volumen=30,500.00 hm³), tal como se muestra en la Figura 9.

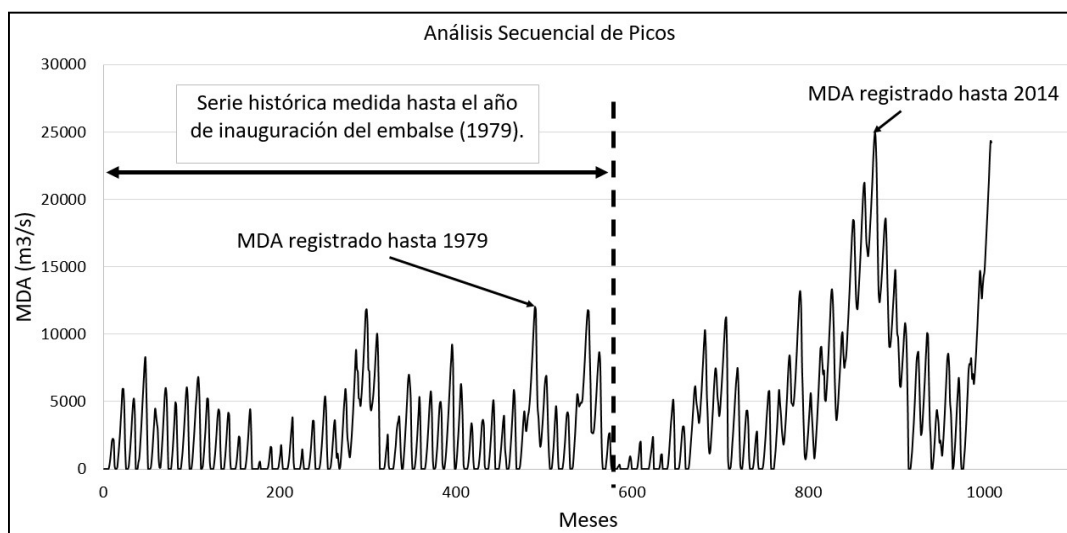


Figura 9.- Variación del MDA actual y el registrado hasta el año 1979

Es evidente que en los últimos años se presentó en la región un periodo con sequías, que llevaron al embalse a operar en niveles críticos. Estos valores afectaron notablemente el resultado obtenido para el volumen útil del embalse.

LISTA DE SÍMBOLOS

CR: curva de regularización
ONS: Operador Nacional del Sistema Eléctrico Brasileiro
MDA: máximo déficit acumulado
ARIMA: modelo autorregresivo integrado de media móvil
TR: tiempo de retorno

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Box, G.E.P.; Jenkins, G.M.; Reinsel, G.C. (2008). *Time Series Analysis: forecasting and control*, 4. ed. John Wiley & Sons, New Jersey, United States of America.

CHESF – Companhia Hidroelétrica do São Francisco (2017). *Sobradinho*. Disponible en: <https://www.chesf.gov.br/SistemaChesf/Pages/SistemaGeracao/Sobradinho.aspx>, visitado en enero de 2017.

Detzel, H.M.D.; Medeiros, L. de; Oening, A.P.; Marcilio, D.C.; Toshioka, F. (2016) “Acerca da quantidade de simulações estocásticas de vazão no contexto do planejamento energético”. *Revista Brasileira de Energia*, v.22, p 21-32.

Gomide, F.L.S. (1975). “Range and deficit analysis using Markov Chains”. *Hydrology Papers*, vol. 4, n 79, Colorado State University, Fort Collins.

Gomide F.L.S. (2012). *Sobre Reservatórios e Segurança Hídrica*. GMD Organização Industrial e Engenharia, p 45. Curitiba, Brasil.

Groszewicz, R.C.; Kaviski, E.; Illich, I.; Machado, J.F.P. (1991) “Avaliação de três métodos de desagregação de afluentes”. *IX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Rio de Janeiro, Brasil.

Haan, C.T. (1977). *Statistical Methods in Hydrology*. Ames: The Iowa State University Press, p. 163.

Lopes, J.E.G.; Santos, R. C. P. (2002). *Capacidade de Reservatórios*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, Brasil.

Neira, K.L (2005). *Curvas de Regularização para Reservatórios Parcialmente Cheios e Confiabilidade Constante*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia. Curitiba, Brasil.

Moran, P.A.P. (1954). "A probability theory of dams and storage systems". *Australian Journal of Applied Science*, v 5, p 116-124.

ONS – Operador Nacional do Sistema (2017). *Séries Históricas de Vazões*. Disponible en: http://www.ons.org.br/operacao/vazoes_naturais.aspx, visitado en enero de 2017.

Rippl, W. (1883). "The capacity of storage reservoir for water supply". *Proceedings Institution of Civil Engineers*, v.71, p 270-278.

Thomas, H.A.P. (1963). "Statistical Analysis of the Reservoir Storage-Yield relation". Chap. I, *Oper. Research in Water Quality Management*, Report Harvard Water Resources, Group, Cambridge, Mass.

PRESIONES Y VELOCIDADES INSTANTÁNEAS EN UN CUENCO DISIPADOR A RESALTO

María C. Lopardo, Ignacio Marmonti, Jorge D. Bacchiega, Tomás Bernardo, Ramiro Díaz Ruiz
y Raúl A. Lopardo

Instituto Nacional del Agua, Argentina

AU Ezeiza-Cañuelas Km 1,62, Ezeiza, Prov. De Buenos Aires, Tel. 01144804500, Email: mclopardo@gmail.com

Introducción

A lo largo de más de cuatro décadas se han desarrollado trabajos que presentan los resultados de una investigación experimental sobre diversos efectos de flujos macroturbulentos generados en cuencos amortiguadores de energía, responsables de fenómenos tales como arrancamiento de losas, vibraciones, fatiga de anclajes y cavitación por pulsos de presión. En particular, se ha demostrado que los modelos físicos con similitud de Froude en escalas generosas pueden ser una excelente herramienta para la verificación y optimización de disipadores de energía.

Objetivos

El presente trabajo tiene por objeto reafirmar las cualidades de los modelos físicos de aliviaderos en cuanto a la adecuada simulación de variables instantáneas en cuencos disipadores a resalto, que ha permitido el pasaje de la “hidráulica de los valores medios” a la “hidráulica de los valores instantáneos”. A ese efecto, se presentan los resultados experimentales obtenidos para presiones mínimas instantáneas en el interior del cuenco del vertedero Gatún II (Canal de Panamá) y para velocidades máximas instantáneas en su canal de descarga (Figura 1). El ingreso al disipador está afectado por ondas cruzadas que se generan en la rápida convergente aguas arriba del ingreso al citado canal.

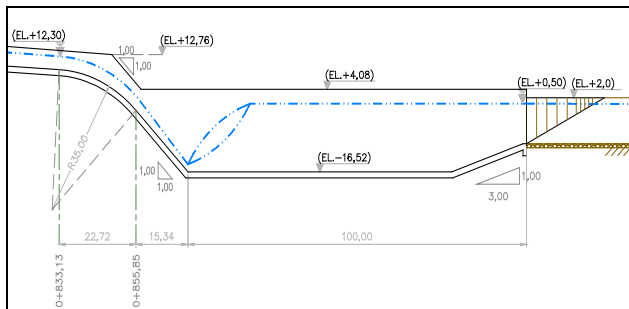


Figura 1.- Esquema experimental de cuenco amortiguador

Metodología

El desarrollo de la turbulencia corresponde a una excitación brusca de una extensa gama de escalas, desde las más grandes, impuestas en general por la geometría del escurrimiento medio estudiado, hasta la más pequeña, impuesta por la viscosidad (Tenekes y Lumley, 1974). La hipótesis de "cascada de energía" de Kolmogorov supone la existencia de un cuasi equilibrio de tipo inercial. Como en el prototipo está claro que los efectos viscosos no afectan el proceso de fluctuación importante, debe verificarse en el modelo que esté presente en el espectro ese subrango inercial. Se ha verificado (Lopardo, M. C. et al, 2017) en escala logarítmica que los espectros de energía de presiones fluctuantes en sensores sobre el piso del canal de descarga en el modelo del nuevo vertedero de Gatún la presencia del subrango inercial,

detectable a través de un tramo lineal con pendiente -5/3, por la que se asume que los efectos viscosos son despreciables para el estudio de las variables macro turbulentas y se cumple la similitud prototipo-modelo de presiones y velocidades instantáneas, confirmando la bondad de la escala de longitudes adoptada. Por otra parte, la intensidad de turbulencia en una superficie del escurrimiento puede también ser definida en función de las fluctuaciones de presión sobre una superficie sólida que contiene el escurrimiento, usualmente (Lopardo et al, 1982) mediante el parámetro adimensional C'_p

$$C'_p = \frac{\sqrt{p'^2}}{\rho \frac{U_1^2}{2}} \quad [1]$$

donde p' es la amplitud de fluctuación de presión, U_1 la velocidad de ingreso al resalto y ρ la masa específica.

Resultados experimentales

En la Figura 2 se presentan los registros de presiones instantáneas sobre el piso del cuenco amortiguador del nuevo vertedero de Gatún para el caso de resalto libre (que no es la condición de diseño) y número de Froude de ingreso al mismo $F_1 = 5,86$. Allí también se incluyen las curvas para resalto libre de investigaciones básicas con cuatro diferentes números de Froude de ingreso entre $F_1 = 3$ y $F_1 = 6$. Si bien los puntos experimentales siguen una razonable coherencia, en la zona de máxima fluctuación el modelo físico presenta un importante incremento cerca de $x/(h_2-h_1) = 4$, lo que demuestra que los efectos tridimensionales de ingreso que simula el modelo pueden ser diferentes a los de la investigación básica.

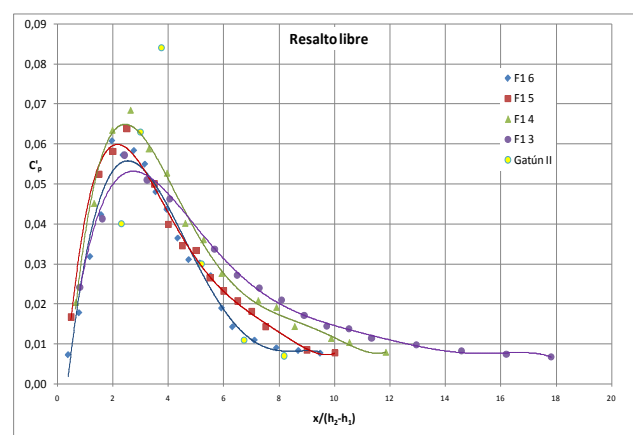


Figura 2.- Presiones fluctuantes en la base de resalto libre

Es interesante notar que para la estimación de posible cavitación por pulsos de presión en la base del cuenco, para los que se utilizan los valores de semiamplitudes negativas de presiones con 0,1% de ser superadas por valores más extremos ($p'_{0,1\%}$) los resultados se acercan bastante a los de la bibliografía. En la figura 3 se han graficado los puntos correspondientes al coeficiente de fluctuaciones negativas de presión $C'_{p=-1\%}$ para las experiencias del modelo del nuevo

vertedero de Gatún y los del mismo coeficiente para $F_1 = 4$ y $F_1 = 6$ pertenecientes al trabajo de investigación básica de resalto libre en canal horizontal. A efectos de ilustrar el interés práctico de estas experiencias en modelo se presenta la figura 4, en la que se observan las presiones mínimas en valores de prototipo, incluyéndose la zona de riesgo de cavitación, que en este caso nunca es alcanzada, aún para este caso de resalto libre.

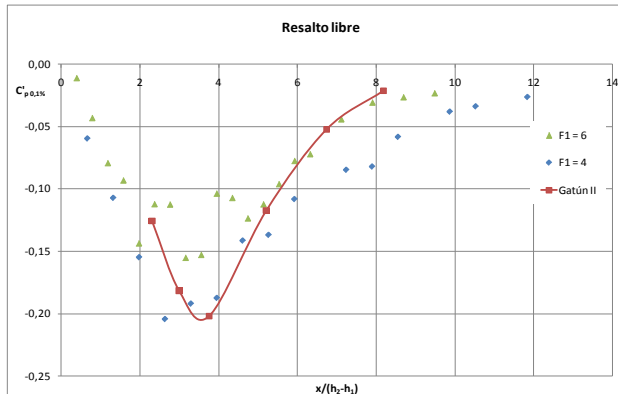


Figura 3.- $C'_{po,1\%}$ (máximas negativas) en la base del resalto libre

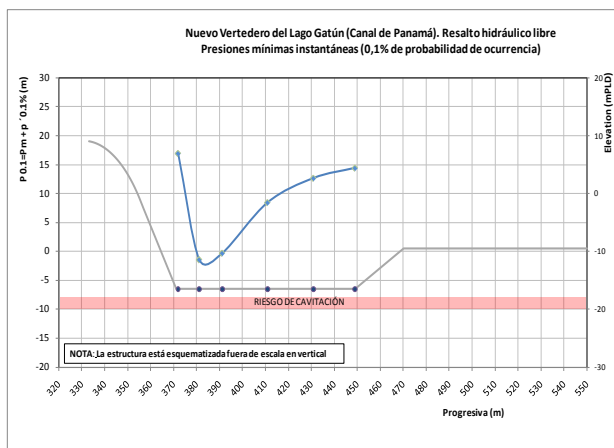


Figura 4.- Presiones mínimas negativas en la base del resalto libre

En el presente trabajo se utilizó la función de densidad de probabilidad de amplitudes de fluctuación de presiones. Su desvío respecto de la normal como asimetría de la distribución, que tiene en consideración no sólo los valores de amplitudes de fluctuación sino también su signo:

$$Ad = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} p^{-3} P(p') dp'}{\sqrt{p'^2}} \quad [2]$$

donde $P(p')$ es la función de probabilidad de la variable p' , que es la presión instantánea referida al valor medio de la serie.

Cuando se trata de los flujos macroturbulentos, donde la separación no puede determinarse por observación visual directa, el pasaje de asimetría positiva a negativa es un medio experimental eficaz de detectarla. La Figura 5 ilustra acerca del fenómeno de separación en el modelo y en los ensayos de laboratorio, mostrando coincidentemente que la separación de la capa límite se produce aguas abajo de la mitad de la longitud "clásica" del resalto ($L_r = 6 (h_2 - h_1)$) siendo h_1 y h_2 los tirantes conjugados del resalto.

En el caso de resalto ahogado, tal como es la condición de posible funcionamiento del cuenco estudiado, se han estimado las intensidades medias de turbulencia I_t en el canal de

descarga, tras el diente final mediante el uso de la expresión:

$$v(u^2)/U_1 = \lambda vC'_p, \quad [3]$$

siendo $v(u^2)$ el desvío estándar de amplitudes de velocidad y λ un coeficiente experimental $\lambda = 0,6$. (Lopardo, 2013)

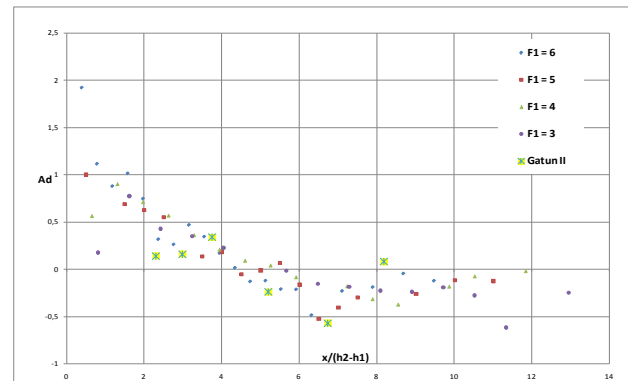


Figura 5.- Asimetrías de la función de probabilidad de amplitudes

Las intensidades medias coinciden razonablemente con las de la bibliografía pero las máximas instantáneas (a partir de las $p'_{0,1\%}$) son muy superiores (Figura 6).

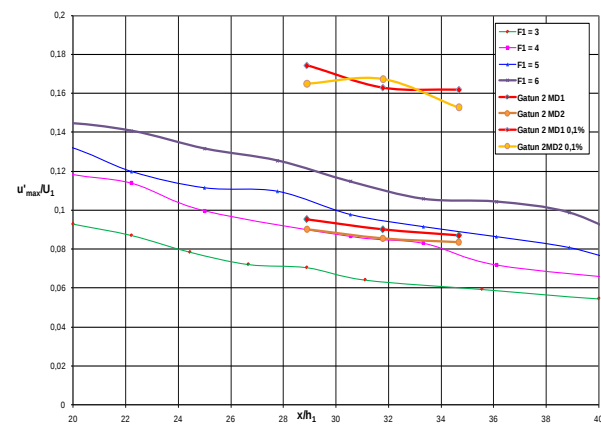


Figura 6.- Intensidad de turbulencia media y máxima instantánea

Conclusiones

A partir de experiencias sobre modelo físico de una obra de gran envergadura se ha podido constatar que la información obtenida de investigaciones básicas en presiones y velocidades fluctuantes permite tener idea de magnitud e esos valores en las obras reales. Sin embargo, como cada proyecto presenta aspectos particulares de ingreso y egreso al cuenco disipador a resalto y no toda la gama de F_1 está cubierta en la literatura, es indispensable su verificación en modelos físicos que cumplan estrictamente las condiciones de escala para flujos macro turbulentos.

Referencias Bibliográficas

Lopardo, R.A., De Lío, J.C. y Vernet, G.F. (1982). "Physical modeling on cavitation tendency for macroturbulence of hydraulic jump", "International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures", Coventry, Inglaterra, pág. 109-121.

Lopardo, R.A. (2013): "Extreme velocity fluctuations below free hydraulic jumps", *Journal of Engineering Research*, Volume 2013, Research Article ID 678064, Hindawi Publishing Corporation

Tennekes, H. y Lumley, J.L. (1972): *A first course in turbulence*, MIT Press, Cambridge, Mass., USA.

DISEÑO DE SISTEMAS DE DESAGÜES PLUVIALES URBANOS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN NUMÉRICA

Osvaldo Mena, Alicia Gamino, Ángel Queizán, Rubén Fittipaldi, Florencia Palmitano, Juan Amprimo, Juan Urruspuru, Paola Cedrik, Franco Gimenez y Lucas Morgante

Grupo de Investigación en Hidráulica – Departamento de Ingeniería Civil -Facultad Regional La Plata,
Universidad Tecnológica Nacional
Avenida 60 y calle 124, 1900 La Plata Provincia de Buenos Aires, Argentina, 0221-4124331
E-mail: gih@frlp.utn.edu.ar

RESUMEN

El control del escurrimiento de los desagües pluviales urbanos resulta vital para lograr un desarrollo planificado de los asentamientos poblacionales. Las técnicas usuales de diseño consisten en modelar el problema tratando de identificar soluciones confiables, económicas y que contribuyan a representar al sistema, de modo de conducir los escurrimientos sin provocar desbordes e inundaciones, y mejorar tales diseños con métodos de “prueba y error”. Se pretende entonces desarrollar una aplicación que incorpore como herramienta de decisión, técnicas de programación no lineal para el control de los escurrimientos de origen pluvial en una cuenca urbana.

El presente trabajo se centra en la obtención del sistema de desagües más económico considerando una traza de conducciones y una lluvia prefijadas.

En esta etapa se pretende optimizar el sistema, imponiendo como función objetivo el costo de la obra a ejecutar, considerando como variables para el proceso, las dimensiones y la pendiente de cada tramo de los conductos.

Las restricciones son las cotas en los extremos de aguas arriba y aguas abajo de la red de desagües, las tapadas mínimas, y las condiciones hidráulicas e hidrológicas del escurrimiento.

Los resultados permiten evidenciar ahorros significativos, difíciles de lograr con el proceso de prueba-error.

ABSTRACT

Management of urban stormwater systems is a central task to achieve a planned development of population settlements. The usual design techniques involve modeling the problem by trying to identify reliable and economic solutions that contribute to represent system behavior, to conduct runoff without causing overflow and flooding, and to improve such designs with "trial and error" methods. It is intended to develop an application that incorporates as a decision tool, nonlinear programming techniques for the management of runoff from rainwater in an urban basin.

The present work focuses on obtaining the most economical drainage system considering a predetermined pipeline system and a design rainfall.

In this stage, the objective is to optimize the system, imposing as objective function the cost of the work to be performed and considering as variables for the process, the dimensions and the slope of each pipeline element.

The restrictions are the dimensions at the upstream and downstream ends of the drainage network, the minimum cover, and the hydraulic and hydrological conditions of the runoff.

Results show significant savings, hard to achieve with the trial-error process.

INTRODUCCIÓN

Las técnicas usuales de diseño para el control del escurrimiento de los desagües pluviales urbanos consisten en modelar el problema tratando de identificar soluciones confiables, económicas y que contribuyan a mejorar el comportamiento del sistema en su integralidad, para permitir conducir los escurrimientos sin provocar desbordes e inundaciones, y mejorar tales diseños con métodos de “prueba y error”. El proceso de diseño de redes de conductos destinados a conducir desagües pluviales urbanos se apoya, no sólo en la formulación

hidrológica-hidráulica del problema, y en los aspectos económicos involucrados, sino también en la habilidad del proyectista, que debe tener en cuenta en forma simultánea un sinnúmero de factores, muchos de ellos contrapuestos entre sí.

A través del presente trabajo se propone contribuir a compatibilizar los aspectos vinculados a la expertiz del proyectista, mediante un proceso de optimización numérica.

OBJETIVOS

Se trata de obtener el sistema de desagües más económico considerando una traza de conducciones prefijada implantada sobre una topografía de terreno existente, y una lluvia de diseño adoptada para el cálculo.

En tal proceso se busca desarrollar una aplicación que incorpore como herramienta de decisión de la solución óptima, técnicas de programación no lineal para el control de los escurrimientos de origen pluvial en una cuenca urbana.

Para ello, se propone adaptar estas técnicas de optimización a un caso particular y analizar su comportamiento.

FUNDAMENTOS

En el proceso descrito, intervienen factores hidrológico-hidráulicos, estructurales y económicos.

Entre los primeros aspectos debe señalarse que, en general, las conducciones destinadas a transportar agua a superficie libre se diseñan bajo la hipótesis de régimen uniforme. Una de las ecuaciones más utilizadas para tener en cuenta la resistencia al escurrimiento es la de Chezy-Manning:

$$U = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (1)$$

Al considerar el caudal Q , se obtiene :

$$Q = U \cdot A = \frac{A}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2)$$

En estas ecuaciones A es el área de escurrimiento, U es la velocidad media en la sección transversal, R_h es el radio hidráulico, S es la pendiente longitudinal y n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Cada tramo de la traza de conducciones debe diseñarse respetando las ecuaciones (1) y (2) y a la vez las condiciones hidrológicas.

Por otro lado, en el proceso de diseño, deben tenerse en cuenta los factores topográficos, las tapadas mínimas de acuerdo a los condicionantes estructurales y las velocidades permitidas por los materiales destinados a la conducción de los líquidos.

En cuanto a los factores económicos, debe contemplarse que la construcción de conductos de un sistema pluvial involucra los costos propios de la conducción, los de la excavación, relleno, transporte del suelo sobrante, etc. En la Figura 1 se muestra el esquema general del perfil longitudinal correspondiente al desagüe planteado, que en el caso estudiado involucra exclusivamente al ramal principal, compuesto de un conjunto de “N” conductos circulares vinculados longitudinalmente. Se analiza exclusivamente el ramal principal, bajo la hipótesis que es el que mayor incidencia tiene en los costos de la obra, sin perjuicio de incorporar, en

etapas posteriores, al resto de los ramales que componen el sistema.

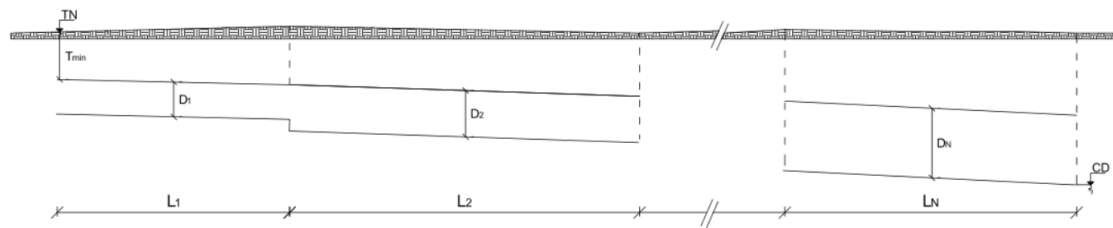


Figura 1.- Esquema Perfil Longitudinal de Conductos - caso general

El costo total CT , resulta de considerar los n tramos, y para cada uno de ellos, los m ítems que conforman su costo, el que puede calcularse como la suma de los productos de los cómputos métricos CM y los precios unitarios PU de cada uno, como se indica en (3):

$$C_T = \sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^m CM_{k,j} \cdot PU_k \quad (3)$$

En la ecuación (3) los cómputos métricos resultan ser una función de “ t ” parámetros asociados al diseño $p_1, p_2, \dots, p_t$, como se detalla en (4):

$$CM_{k,j} = f_{k,j}(p_1, p_2, \dots, p_t) \quad (4)$$

METODOLOGÍA

Se propone incorporar como elementos de decisión en el proceso de diseño, aspectos no sólo de índole hidráulica sino también económica, lo que dificulta la formulación del problema.

Para la obtención de los caudales Q_j de aporte a cada tramo se utiliza un programa de cálculo basado en el Método Racional, que proporciona un prediseño de los diámetros y pendientes correspondientes a cada tramo, para permitir drenar una determinada área sobre la que cae una lluvia de diseño prefijada.

Se pretende optimizar tal sistema, tomando como factor determinante el costo total de la obra a ejecutar y considerando como variables para el proceso de cálculo, el diámetro D_j y la pendiente S_j de cada tramo j de los conductos.

La dificultad en la formulación radica en que, para obtener los valores de $D_1, S_1, D_2, S_2, \dots, D_N, S_N$, correspondientes al diseño de menor costo, debe minimizarse la ecuación (3) respetando simultáneamente las condiciones hidrológico-hidráulicas del problema, expresadas en las ecuaciones (1) y (2); como así también los aspectos estructurales y topográficos del diseño (tapadas mínimas, cota de arranque y descarga, etc.) y condicionantes de funcionamiento del sistema (velocidades de escurrimiento máximas y mínimas, diámetros crecientes hacia aguas abajo, entre otros).

Para reducir la complejidad del abordaje y evitar la utilización del laborioso método de prueba-error, se propone utilizar técnicas de optimización numérica, que permitan hallar el diseño más económico considerando simultáneamente las condiciones hidrológico-hidráulicas, estructurales y de funcionamiento.

Modelo de Optimización propuesto

Para aplicar las técnicas de optimización numérica resulta necesario identificar: a) las variables a optimizar, b) la función a minimizar, llamada función objetivo y c) los condicionantes a respetar, que conforman lo que usualmente se denomina restricciones del problema.

En el caso en estudio tanto la expresión a minimizar como las condiciones a respetar son funciones no lineales del diámetro y de la pendiente de cada tramo.

Así descrito, resulta un modelo de optimización no lineal con restricciones, que puede plantearse como sigue:

- Minimizar

$$C_T = \sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^m f_k(D_j, S_j) \cdot PU_k \quad (5)$$

en la que:

C_T : Costo Total

f_k : función que expresa el cómputo métrico del ítem k

D_j : diámetro del tramo j

S_j : pendiente del tramo j

PU_k : precio unitario del ítem k

m : cantidad de ítems

N : cantidad de tramos

- Sujeto a:

$$\left[\begin{array}{l} Q_j - \frac{A_j}{n} \cdot R_{h,j}^{2/3} \cdot S_j^{1/2} = 0 = f(D_j, S_j) \\ U_{\min} \leq U_j(D_j, S_j) \leq U_{\max} \\ T_j \geq \text{Tapada M}{\acute{i}}nima \\ D_{j+1} \geq D_j \\ D_{\min} = 0.60m \\ \text{Cota de Desembocadura} \geq \text{Cota receptor} \end{array} \right. \quad (6)$$

en las que :

T_j : tapada del conducto en el extremo de aguas abajo del tramo j

APLICACIÓN

El caso particular desarrollado considera un sistema compuesto por cuatro tramos de conductos circulares de diámetro y pendiente variables, en el que se pretende optimizar el costo total de la obra de desagües utilizando el modelo descrito, para el que se consideraron cuatro ítems como representativos del costo total, a saber: la excavación, el relleno, el traslado del suelo sobrante, y los caños propiamente dichos; quedando configurado el esquema que

muestra la Figura 2.

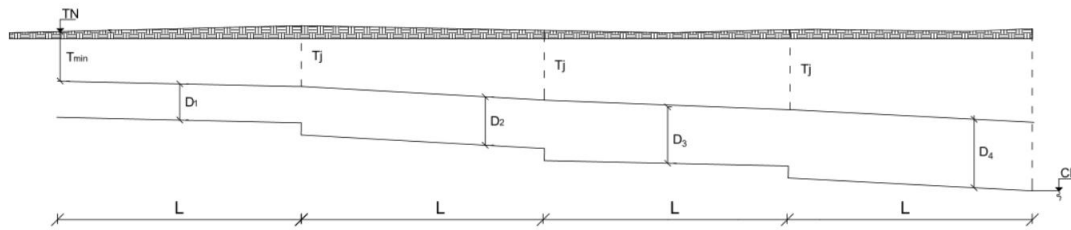


Figura 2.- Esquema del desagüe pluvial planteado

El diseño del sistema, utilizando el Método Racional de cálculo permite determinar los valores de la solución inicial del problema, también llamado “prediseño”, que se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Valores del Prediseño

Puntos	Cota Terreno Natural TN (m)	Longitud L (m)	Pendiente S (‰)	Diámetro D conducto (m)	Caudal Q (m³/s)
0	19,1				
1	18,7	120	3,5	0,8	0,782
2	18,5	120	2,0	1,1	1,383
3	18,3	120	4,0	1,2	2,466
4	18,5	120	3,0	1,3	2,644

Con este esquema, el desarrollo particularizado de la función objetivo es el siguiente:

- Minimizar

$$C_T = \sum_{j=1}^4 \sum_{k=1}^4 f_k(D_j, S_j) \cdot PU_k \quad (7)$$

Para la excavación:

$$f_1(D_j, S_j) = [(TN_{j-1} - FC_{j-1}) + (TN_j - (FC_j - (S_j / 1000) \cdot L_j)) \cdot (1,75 \cdot D_j) \cdot L_j / 2 \quad (8)$$

$$PU_1 = 320 \$ / m^3$$

en las que:

TN_{j-1} : Cota del terreno natural correspondiente al extremo de aguas arriba del tramo j

FC_{j-1} y FC_j : Cotas del fondo del conducto aguas arriba y aguas abajo del tramo j

L_j : Longitud del tramo de conducto del tramo j

Para el relleno:

$$f_2(D_j, S_j) = f_1(D_j, S_j) - \pi \cdot D_j^2 \cdot L_j / 4 \quad (9)$$

$$PU_2 = 160 \$ / m^3$$

Para el traslado del suelo sobrante:

$$f_3(D_j, S_j) = f_3(D_j) = 1,3 \cdot \pi \cdot D_j^2 \cdot L_j / 4 \quad (10)$$

$$PU_3 = 0,160 \$ / Hm \cdot m^3$$

Para los caños:

$$f_4(D_j, S_j) = L_j \quad (11)$$

Para el precio unitario se elaboró una función de ajuste, que permite una estimación continua de los precios de los caños de cualquier diámetro, y que fue obtenida utilizando el método de mínimos cuadrados en función de los precios conocidos para caños de algunos diámetros comerciales, que resulta representada por una ecuación cuadrática en función del diámetro D (ecuación (12)).

$$PU_4 = (5210,7.D_j^2 + 3007,5.D_j + 443,68) \text{ \$/m} \quad (12)$$

Las restricciones del problema, resultan ser:

$$\left[\begin{array}{l} Q_j - \frac{A_j}{n} \cdot R_{h,j}^{2/3} \cdot S_j^{1/2} = Q_j - \frac{\pi \cdot D_j^2}{4 \cdot n} \cdot \left(\frac{D_j}{4} \right)^{2/3} \cdot S_j^{1/2} = 0 = f(D_j, S_j) \\ 0,6 \text{ m/s} \leq U_j(D_j, S_j) = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{D_j}{4} \right)^{2/3} \cdot S_j^{1/2} \leq 3 \text{ m/s} \\ T_j \geq \text{Tapada M}{\acute{a}}\text{nima} = 0,8 \text{ m} \\ D_{j+1} \geq D_j \\ D_{\min} = 0,60 \text{ m} \\ \text{Cota de Desembocadura} \geq \text{Cota Receptor} \end{array} \right. \quad (13)$$

Tanto el programa de dimensionamiento como el de optimización se desarrollaron mediante el utilitario MATLAB, que es un lenguaje de alto nivel y un entorno interactivo para la resolución de problemas de las ciencias y de ingeniería, y que dispone de un paquete específico destinado a la aplicación de distintas metodologías de optimización. Para la resolución del problema planteado se utiliza la función “fmincon” con el algoritmo “sqp” del utilitario, especialmente adecuada a la resolución de problemas de optimización con restricciones. Los valores iniciales del proceso resultan ser los valores del prediseño obtenidos con el programa de dimensionamiento.

Para realizar los cálculos, se utiliza el programa cuyo código se incluye a continuación, y que se ejecuta en el modo directo del utilitario MATLAB:

```
%minimizapluv
clear
C1=320;C2=3.2;C3=160;
TN(1)=19.1;TN(2)=18.7;TN(3)=18.5;TN(4)=18.3;TN(5)=18.5;
N=length(TN)-1;
Dmin=0.6;
L(1)=120;L(2)=120;L(3)=120;L(4)=120;
TM=0.8;
FCmin=15.34;
n=0.013;
Q(1)=0.782312955;Q(2)=1.382511311;Q(3)=2.465773533;Q(4)=2.643521022;
S(1)=3.5;S(2)=2;S(3)=4;S(4)=3;
D(1)=0.8;D(2)=1.1;D(3)=1.2;D(4)=1.3;
liminfS=0;limsupS=inf;
```

```

liminfD=0.6;limsupD=inf;
lowerbound=[liminfS;liminfD];
upperbound=[limsupS;limsupD];
for i=1:N-1
    lowerbound=[lowerbound,[liminfS;liminfD]];
    upperbound=[upperbound,[limsupS;limsupD]];
end
x0=[S;D];
Umax=3;
Umin=0.6;
restric=@(x)restrnlvstrco1717(x,Q,n,Umax,Umin,N,L,TN,TM,FCmin);
options = optimset ('PlotFcns', @optimplotx, 'MaxFunEvals', 400000, 'MaxIter', 120000,
'Algorithm', 'sqp','Display','iter','TolX',1.000e-6,'TolFun',1.000e-6,'Tolcon',1.000e-6);
FObj=@(x)FOco17v11(x,N,C1,C2,C3,TN,L,TM);
[x,feval,exitflag,output]=fmincon(FObj,x0,[],[],[],[],lowerbound,upperbound,restric,options)

```

La función objetivo y las restricciones se encuentran almacenadas en las siguientes funciones:

```

function s=FOco17v11(x,N,C1,C2,C3,TN,L,TM)
clear FC
FC(1)=TN(1)-TM-x(2,1);
s=0;
for i=1:N
    FC(i+1)=FC(i)-x(1,i). *L(i)/1000;
    Vexc=((TN(i)-FC(i))+ (TN(i+1)-FC(i)+x(1,i). *L(i)/1000))*0.875.*L(i). *x(2,i);
    Vrell=Vexc-pi(). *L(i). *x(2,i). ^2./4;
    Vtras=0.325.*pi(). *L(i). *(x(2,i)). ^2;
    C4=5210.7*x(2,i). ^2+3007.5.*x(2,i)+443.68;
    s=s+C1.*Vexc+C2.*50.*Vtras+C3.*Vrell+C4.*L(i);
    if i<N
        FC(i+1)=FC(i+1)-(x(2,i+1)-x(2,i));
    end
end
end
s;

```

```

function [c ceq]=restrnlvstrco1717(x,Q,n,Umax,Umin,N,L,TN,TM,FCmin)
c=[(1/n)*((x(2,1)./4).^(2/3))* (x(1,1)./1000).^(1/2)-Umax;Umin-
(1/n)*((x(2,1)./4).^(2/3)).*(x(1,1)./1000).^(1/2);-L(1). *x(1,1)/1000-TN(2)+TN(1);-
L(1). *x(1,1)/1000-L(2). *x(1,2)/1000-TN(3)+TN(1);-L(1). *x(1,1)/1000-L(2). *x(1,2)/1000-
L(3). *x(1,3)/1000-TN(4)+TN(1);x(2,1)-x(2,2);x(2,2)-x(2,3);x(2,3)-
x(2,4);(L(1). *x(1,1)/1000+L(2). *x(1,2)/1000+L(3). *x(1,3)/1000+L(4). *x(1,4)/1000+x(2,N)-
TN(1)+TM+FCmin)];
for i=2:N
    c=[c,[(1/n)*((x(2,i)./4).^(2/3))* (x(1,i)./1000).^(1/2)-Umax;Umin-

```

```

(1/n)*((x(2,i)./4).^(2/3)).*(x(1,i)./1000).^(1/2);0;0;0;0;0;0;0];
end
ceq=[(4^(5/3))*(1000^0.5)*Q(1)*n/pi-(x(1,1))^5.*(x(2,1).^(8/3))];
for i=2:N
    ceq=[ceq,[(4^(5/3))*(1000^0.5)*Q(i)*n/pi-(x(1,i))^5.*(x(2,i).^(8/3))]];
end

```

RESULTADOS

En la Tabla 2 se aprecian los resultados obtenidos para una configuración de tramos de 120 m de longitud, para la que se logra un porcentaje de economía de 5,65%.

Tabla 2.-Comparación entre los valores de diseño

Variables de Diseño	Resultados del Prediseño	Resultados del Diseño Óptimo
D ₁ [m]	0,80	0,8
D ₂ [m]	1,10	1,06
D ₃ [m]	1,20	1,19
D ₄ [m]	1,30	1,19
S ₁ [o/oo]	3,50	3,33
S ₂ [o/oo]	2,00	2,48
S ₃ [o/oo]	4,00	4,15
S ₄ [o/oo]	3,00	4,77
Costo Total	\$ 5.904.847,11	\$ 5.571.241,75
Economía		5,65%

En aras de permitir que el motor de optimización pueda realizar la búsqueda de aquellos juegos de valores de diámetros y pendientes que minimicen la función costo total, se trabaja con valores continuos de las variables. Esto conduce a los valores mostrados en la Tabla 2, en la que los diámetros no resultan concordantes con los que corresponden a medidas comerciales. Si, en cambio, una vez hallado el juego de pendientes y diámetros que optimicen el problema, se corrigen los diámetros obtenidos de modo que el sistema resulte diseñado con caños comerciales, adoptando el diámetro comercial mayor más cercano al diámetro óptimo teórico, se obtiene un esquema de diseño como el que muestra la Tabla 3, en la que, a pesar de esta última simplificación, el sistema sigue siendo más económico que el de prediseño (en este caso, se logra un ahorro del 3,52 %)

Tabla 3.-Comparación entre los valores de diseño con diámetros comerciales

Variables de Diseño	Resultados del Prediseño	Resultados del Diseño Óptimo con diámetros comerciales
D ₁ [m]	0,80	0,8
D ₂ [m]	1,10	1,10
D ₃ [m]	1,20	1,20
D ₄ [m]	1,30	1,20
S ₁ [o/oo]	3,50	3,33
S ₂ [o/oo]	2,00	2,48
S ₃ [o/oo]	4,00	4,15
S ₄ [o/oo]	3,00	4,77
Costo Total	\$ 5.904.847,11	\$ 5.697.012,70
Economía		3,52%

Debido a que la incidencia del costo de las cañerías gobierna la función a minimizar en comparación con el resto de los costos involucrados, el programa de optimización acomoda los valores de diámetros y pendientes de modo de reducir lo más posible los diámetros de cada tramo de conducto, aún a costa de aumentar los volúmenes de movimientos de suelos respectivos. En esa misma tendencia, en las distintas pruebas realizadas se comprobó que la cota de aguas abajo del último tramo coincide con la cota impuesta como la cota del cuerpo receptor (que opera como una de las restricciones consideradas).

Los resultados alcanzados a través del algoritmo “sqp” implementado han demostrado que el programa se comporta como un método estable desde el punto de vista numérico ya que, independientemente del punto de arranque se alcanza la misma solución, garantizando la convergencia. En particular, se realizó una corrida considerando que el esquema de prediseño estaba compuesto por cuatro tramos de 1,00 m de diámetro, y luego de la corrida del programa los valores optimizados resultaron ser exactamente iguales a los indicados en la Tabla 2.

Los resultados de este proceso iterativo con esta última configuración se muestran en las salidas del programa identificadas como Figuras 3, 4, 5, 6 y 7, en las que se observa la variación de los valores de las variables de diseño en cada iteración. En cada Figura, las alturas de las columnas representan los valores que van tomando cada una de las variables, ordenadas de modo que cada par de columnas se corresponde con la pendiente y el diámetro de cada tramo, comenzando desde el primer tramo. Además en la Figura 8 se puede observar la variación de la función objetivo en el proceso iterativo.

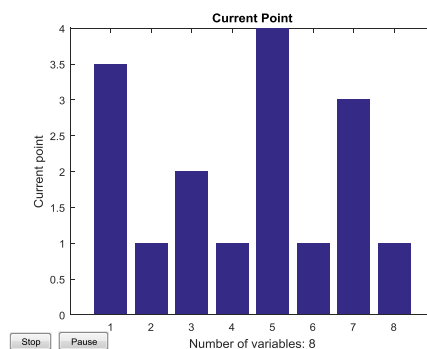


Figura 3.- Valores iniciales de las variables para el proceso iterativo

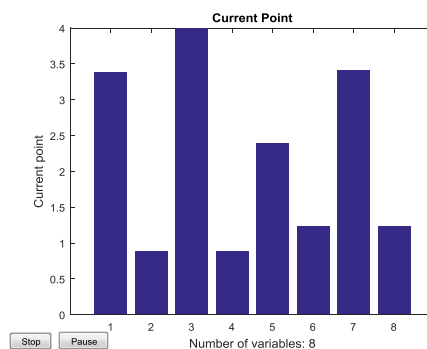


Figura 4.- Resultados de la primera iteración

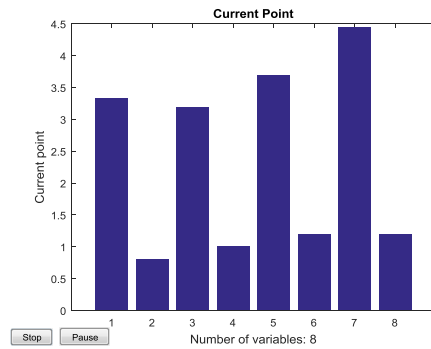


Figura 5.- Resultados de la segunda iteración

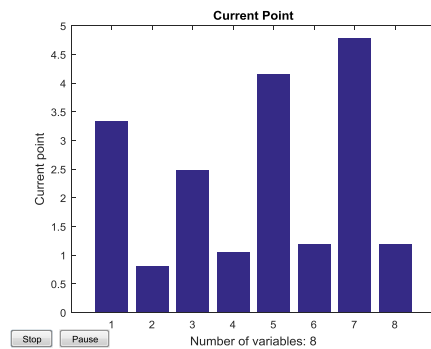


Figura 6.- Resultados de la tercera iteración

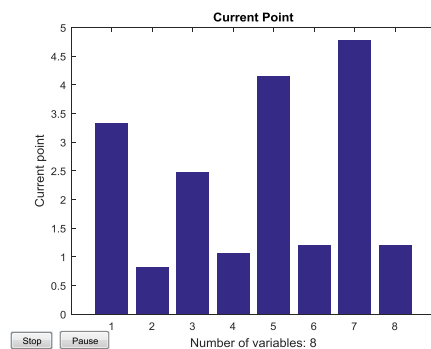


Figura 7.- Resultados de la última iteración

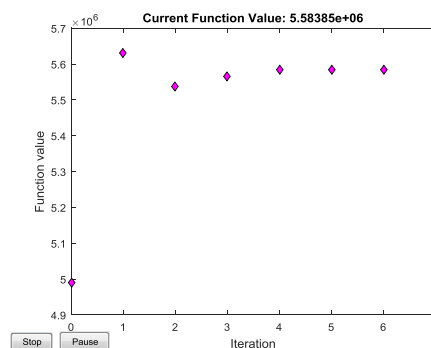


Figura 8.- Evolución de la función objetivo en el proceso iterativo

Se destaca que este proceso de búsqueda del mínimo de la función objetivo, involucra

innumerables combinaciones de diámetros y pendientes de cada tramo, evaluación que resultaría impracticable en un cálculo manual como el de “prueba y error”, usualmente empleado en estos casos.

El programa conjuga, no solo las premisas básicas hidráulicas del problema, sino también el conjunto de condicionantes adicionales que la experiencia del proyectista proporciona en cada etapa del proceso de proyecto, por lo que su aplicación resulta particularmente útil y significativa.

Cabe señalar que los valores de los diámetros obtenidos del modelo no resultan tener las dimensiones de los diámetros comerciales, pero constituyen un acercamiento a los valores de diseño que minimizan el costo total, aspecto que se propone mejorar en las siguientes etapas de la investigación.

Este trabajo constituye una primera etapa en la búsqueda de la optimización del control de escurrimientos en cuencas urbanas, para la que el sistema de conductos seleccionado constituye una primera aproximación.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se observa que, si se consideran variables de diseño a las pendientes longitudinales y los diámetros de los conductos, existe una infinita combinación de pendientes y diámetros para el conjunto de los cuatro tramos, que permitiría cumplir con las restricciones hidráulicas del problema.

En ese margen de variabilidad, el análisis de los costos de construcción asociados a cada combinación de valores, es el elemento que el motor del proceso de optimización utiliza para la elección del sistema de desagües más conveniente desde el punto de vista económico.

Desde el punto de vista hidráulico, sin embargo, los valores de las pendientes condicionan los diámetros del sistema, para que cada tramo sea capaz de conducir el caudal de diseño prefijado.

Los resultados obtenidos muestran, respecto de los valores del prediseño, una muy reducida variación de las pendientes que corresponden a los tramos de aguas arriba, pero un fuerte aumento en correspondencia con el último tramo.

Esta focalización espacial de la variación se explica en que las reducciones de diámetros logradas en este último tramo se aplican a valores absolutos del diámetro mayores que en el resto de los tramos (por corresponder al sector de aguas abajo del sistema).

Por este motivo, las reducciones de diámetro en este tramo representan mayores economías que las que se obtendrían para los tramos de aguas arriba. Esto explica que los cambios en el diseño introducidas por el motor de optimización se concentren fundamentalmente en este último tramo.

CONCLUSIONES

La aplicación del Modelo de Optimización implementado en MATLAB para un sistema de desagües de cuatro tramos permite observar reducciones apreciables en el costo total de construcción, comparando con el correspondiente al prediseño.

De acuerdo a los resultados mostrados en la Tabla 2 se logra una economía del 5,65%. En el caso de considerar diámetros comerciales el porcentaje de economía para el caso planteado representa un ahorro del 3,52%.

Los juegos de valores que se deben probar y el conjunto de verificaciones a calcular en cada instancia del proceso, llevan a que un mecanismo de prueba-error se torne sumamente tedioso y con un alto riesgo de que se trunque sin arribar al mínimo global del problema.

Resulta entonces evidente la ventaja de la utilización de un procedimiento de optimización que responda a métodos debidamente probados y que pueda ser implementado en computadoras.

Su aplicación permite contribuir a una mejora en el diseño que complementa de esta manera la expertiz del diseñador y las inducciones que su propia intuición pone en juego en el proceso de optimización del proyecto.

RECOMENDACIONES

Este trabajo constituye una etapa inicial en la búsqueda de la optimización del control de escurrimientos en cuencas urbanas, para la que el sistema de conductos seleccionado constituye una primera aproximación.

Los siguientes pasos en el proceso de obtención de los valores óptimos deben incluir el tratamiento de sistemas de N conductos, en los que las verificaciones hidráulicas y cálculos económicos asociados, sean extendidas a conductos de secciones transversales no necesariamente circulares.

Por otro lado, dado que el proceso de cálculo realizado impone un caudal fijo en el extremo de aguas arriba de cada tramo de conducto, las futuras mejoras deben reflejar la interdependencia entre las características de los escurrimientos que se producen en cada tramo, e irán cambiando para cada juego de valores diámetros-pendientes, por lo que en etapas posteriores se cuantificarán los efectos de esta interdependencia en el proceso de optimización.

Para acelerar el proceso de búsqueda de los parámetros óptimos, se propone también tomar como valores de prediseño, aquellos que resulten del modelado mediante un método que utilice hidrogramas y su interacción con el proceso de optimización.

LISTA DE SÍMBOLOS

A: área de escurrimiento

U: velocidad media en la sección transversal

R_h : radio hidráulico

S: pendiente longitudinal

n : coeficiente de rugosidad de Manning

Q: caudal

TN: terreno natural

T_{min} : tapada mínima

D: diámetro de conducto

L: longitud

CD: cota de desembocadura

L_j : longitud del conducto del tramo j

S_j : pendiente longitudinal del conducto del tramo j

D_j : diámetro del conducto del tramo j
 CT: costo total
 CM: cálculos métricos
 PU_k : precios unitarios ítem k
 p_t : parámetros asociados
 U_{min} : velocidad mínima
 U_{max} : velocidad máxima
 D_1 : diámetro del conducto del tramo 1
 D_2 : diámetro del conducto del tramo 2
 D_3 : diámetro del conducto del tramo 3
 D_4 : diámetro del conducto del tramo 4
 S_1 : pendiente longitudinal del conducto del tramo 1
 S_2 : pendiente longitudinal del conducto del tramo 2
 S_3 : pendiente longitudinal del conducto del tramo 3
 S_4 : pendiente longitudinal del tramo 4
 f_k : función que expresa el cálculo métrico del ítem k
 PU_k : precio unitario del ítem k .
 m : cantidad de ítems
 N : cantidad de tramos
 T_j : tapada del conducto en el extremo de aguas abajo del tramo j
 TN_{j-1} : Cota del terreno natural correspondiente al extremo de aguas arriba del tramo j
 FC_{j-1} y FC_j : Cotas del fondo del conducto aguas arriba y aguas abajo del tramo j
 L_j : Longitud del tramo de conducto del tramo j

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chow, V.T.** (2000). "Hidráulica de canales abiertos". Ed. Mc-Graw-Hill, U.S.A.
- Chow, V.T. & Maidment, D & Mays, L.** (1988). *Applied Hydrology*. Ed. Mc-Graw-Hill, U.S.A.
- Coleman, T. & Branch, M. & Grace, A.** (1999). "Optimization Toolbox for use with MATLAB - User's Guide", Ed. *The MathWorks, Inc.*, U.S.A.
- Farías, H.** (1990). "Criterio Económico para el Proyecto de Canales Revestidos", Inédito, Universidad Nacional de Santiago del Estero, Argentina.
- French, R.** (1988). *Hidráulica de canales abiertos*. Ed. Mc-Graw-Hill, U.S.A.
- Froehlich, D.** (1994). "Width and depth-constrained best trapezoidal section". *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Vol. 120, July-August, pp. 828.
- Hameed, A.** (2013) "Optimal design of round bottomed triangle channels", *Tikrit Journal of Engineering Science*, pp.31-43
- Herskovits J., Mappa P., Goulart E. y Mota Soares C.M.** (2005). "Mathematical programming models and algorithms for engineering design optimization". *Comput. Methods*

Appl. Mech. Engrg, Vol.194, pp. 3244-3268.

Mays, L. (2004). *Urban stormwater management tools*. Ed. Mc-Graw-Hill, U.S.A.

Mena O., Gamino A., Queizan A., Fittipaldi R., Occhiuto C., Palmitano F. y Urruspuru J. (2014). "Economía en el diseño hidráulico de conductos rectangulares, utilizando técnicas numéricas de Optimización". *II Congreso Argentino de Ingeniería*, Tucumán, Argentina.

Mena O, Gamino A, Queizán A, Fittipaldi R, Occhiuto C. Palmitano F. y Urruspuru J, (2015), *XXV Congreso Nacional del Agua*, Entre Ríos, Argentina.

Queizán A, Gamino A, Mena O, Urruspuru J, Fittipaldi R, Occhiuto C.y Palmitano F. (2015). "Programación No Lineal Aplicada al Diseño Óptimo de Conductos Rectangulares", *Congreso de Matemática Aplicada, Computacional e Industrial* ,Tandil, Argentina.

Trout, T. (1982). "Channel design to minimize lining material costs". *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Vol. 108, Issue 4, pp. 242-249.

REGLAS DE OPERACIÓN PARA INTERVALOS DE TIEMPO MENSUAL Y QUINCENAL EN UN SISTEMA HIDROELÉCTRICO EN MÉXICO CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Rosalva Mendoza Ramírez¹, Ramón Domínguez Mora² y Maritza Liliana Arganis Juárez²

Instituto de Ingeniería (II). UNAM. México.

¹ Campus UNAM-Morelia. Antigua carretera a Pátzcuaro 8701. Ex Hacienda de San José de La Huerta. CP 58190. Morelia Mich. Teléfono (CDMX): (+52) 5623-7893 (Morelia): (+52) 443 3227893 ext. UNAM: 37893. ² Circuito Escolar s/n. Ciudad Universitaria. Coyoacán. CP 04510. Ciudad de México. Teléfono: (+52) 55 56233600 exts. 3666 y 8644.

rmr@pumas.iingen.unam.mx, rdm@pumas.iingen.unam.mx, MArganisJ@iingen.unam.mx

RESUMEN

Se obtuvieron políticas de operación para dos intervalos de tiempo, a saber: mensual y quincenal, para simular el funcionamiento de uno de los sistemas hidroeléctricos más importantes de México, analizando el comportamiento de cuatro variables principalmente: volumen derramado, déficit, energía promedio generada y almacenamiento mínimo. Lo primero fue analizar estadísticamente los registros históricos de los volúmenes de ingreso quincenal y mensual, para calcular las medidas de dispersión y su probabilidad de ocurrencia. La metodología usada para obtener las reglas de operación fue la programación dinámica estocástica. Se definieron tres ensayos usando diferentes condiciones para los coeficientes de penalización y con cada uno de ellos se simuló el funcionamiento del sistema. Los resultados mostraron que el embalse tiene un mejor control en el evento de derrame con reglas de operación determinadas en forma quincenal pero a costa de alcanzar en varios años niveles de almacenamiento bajos, no obstante lo anterior no impacta en forma notable la cantidad de energía eléctrica promedio que el sistema genera.

ABSTRACT

They were obtained policies of operation for two time intervals, namely: monthly and fortnightly, to simulate the operation of one of the most important hydropower systems of Mexico, mainly analyzing the behavior of four variables: volume spilled, deficit, average power generated and minimal storage. The first thing was to statistically analyze the historical records of the volumes of bi-weekly and monthly income, to calculate the measures of dispersion and its probability of occurrence. The methodology used to obtain the rules of operation was the stochastic dynamic programming. We defined three trials using different conditions for penalty coefficients and with each one of them was simulated the operation of the system. The results showed that the system has better control in the event of a spill with operation rules determined in fortnightly form but at the expense of reach multi-year storage levels low, however this does not impact significantly the amount of average electric power generated by the system

INTRODUCCIÓN

El presente estudio consistió en la determinación de reglas de operación para un embalse, tomando intervalos de tiempo de quince y de treinta días, y con ellas hacer el funcionamiento del sistema usando los registros históricos de los volúmenes de ingreso correspondientes al intervalo de tiempo seleccionado. En general estas reglas buscan maximizar la utilización del agua evitando en lo posible vertimientos y alcanzar niveles de almacenamiento que no permitan satisfacer los usos del recurso. En México, las dos dependencias federales encargadas del manejo de los sistemas de almacenamiento de agua establecen límites (conocidos como curvas guía (CG)) para operarlos en forma segura y garantizar los niveles de almacenamiento para los diversos usos que el embalse tenga. Sin embargo, estos límites no son en realidad una regla de operación en el sentido estricto de la definición y es por ello que en el Instituto de Ingeniería, desde hace varios años se estudia, en conjunto con las dependencias federales, el manejo de los sistemas diseñando reglas de operación que sean factibles de implementar. La técnica usada ha sido la programación dinámica estocástica y la función objetivo diseñada incluye cada vez más factores tratando con ello de evitar derrames,

déficits y rebase de los límites establecidos. En este estudio se tomó el registro histórico de ingresos mensuales y quincenales para el periodo 1965-2013 del sistema hidroeléctrico de El Infiernillo, el tercero más importante en México tanto por sus dimensiones físicas como por la cantidad de energía eléctrica que genera y aporta al Sistema Nacional de Energía. Lo primero que se hizo fue un análisis estadístico para obtener las funciones de densidad de probabilidad asociadas a los ingresos para los datos en forma quincenal pues las mensuales ya se tienen de estudios anteriores. Se determinó la regla de operación diseñando tres ensayos en los cuales se definieron diversos valores para penalizar los eventos de déficit, derrame y rebase de las CG; se simuló el funcionamiento del sistema evaluando el desempeño de cuatro variables principales: derrame y déficit total, almacenamiento mínimo y energía eléctrica promedio. Los resultados mostraron que es importante buscar la mejor combinación y rango de valores para penalizar los eventos no deseados y que analizar los registros de ingresos con un paso de tiempo de quince días logra mejores políticas que conducen a un mejor desempeño del sistema. El trabajo está organizado en tres apartados, a saber: en el primero se describe el sitio del estudio y se dan las generalidades de la metodología utilizada, el segundo presenta la aplicación al sistema hidroeléctrico (SH) de El Infiernillo y una descripción de los resultados obtenidos, y finalmente el tercero muestra las conclusiones y recomendaciones surgidas del estudio.

MATERIALES Y MÉTODOS

a) Localización del sitio de estudio

La presa Adolfo López Mateos, mejor conocida como *El Infiernillo* (fig. 1), se ubica en los municipios de Arteaga, La Huacana y Churumuco del estado de Michoacán y en el municipio de Coahuayutla del estado de Guerrero. Geográficamente se localiza entre las coordenadas: 18° 21' 26" a 18° 56' 04" de Latitud norte y 101° 28' 16" a 101° 59' 49" de Longitud oeste. La región presenta 4 tipos de clima pero predomina en ella el semiárido-cálido, con temperatura media anual mayor de 22°C, temperatura del mes más frío mayor de 18°C; con un promedio de precipitación anual de 800 mm y con lluvias en verano del 5% al 10.2% anual (CONABIO, 2016; INEGI, 2016).

El embalse fue construido por la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos entre el período de agosto de 1960 a diciembre de 1963 y puesto en operación el 15 de junio de 1964. Sus usos principales son: captar agua para la generación de energía eléctrica, aprovechamiento para el riego y el control de avenidas. Consta de una cortina de enrocamiento con corazón impermeable. Tiene 149 m de altura y 350 m de longitud de la corona. La casa de máquinas es subterránea, con 21 m de ancho, 128 m de largo y 40 m de altura. En la margen izquierda se encuentra la obra de toma, distribuida en tres tuberías a presión con camisa de acero y 8.90 m de diámetro, con capacidad para conducir 194 m³/s por tubería. La obra de excedencia se compone de tres vertedores de 13 m de diámetro, para descargar 13,800 m³/s. Esta central hidroeléctrica se localiza en la zona de mayor riesgo sísmico del país y por tal motivo se evalúa continuamente el comportamiento dinámico de sus estructuras (SEMAR, 2016). El SH aprovecha las aguas del río Balsas, el tercero más largo de México (771 km) que nace tras la confluencia de los ríos San Martín y Zahuapán, en el estado de Puebla, y desemboca en el océano Pacífico. El vaso de El Infiernillo tiene 120 km de largo y cubre un área de 400 km². Su capacidad es de 12 mil millones de m³. Es la tercera presa más grande del país y también la tercera en cuanto a generación de electricidad (INE, 2015).

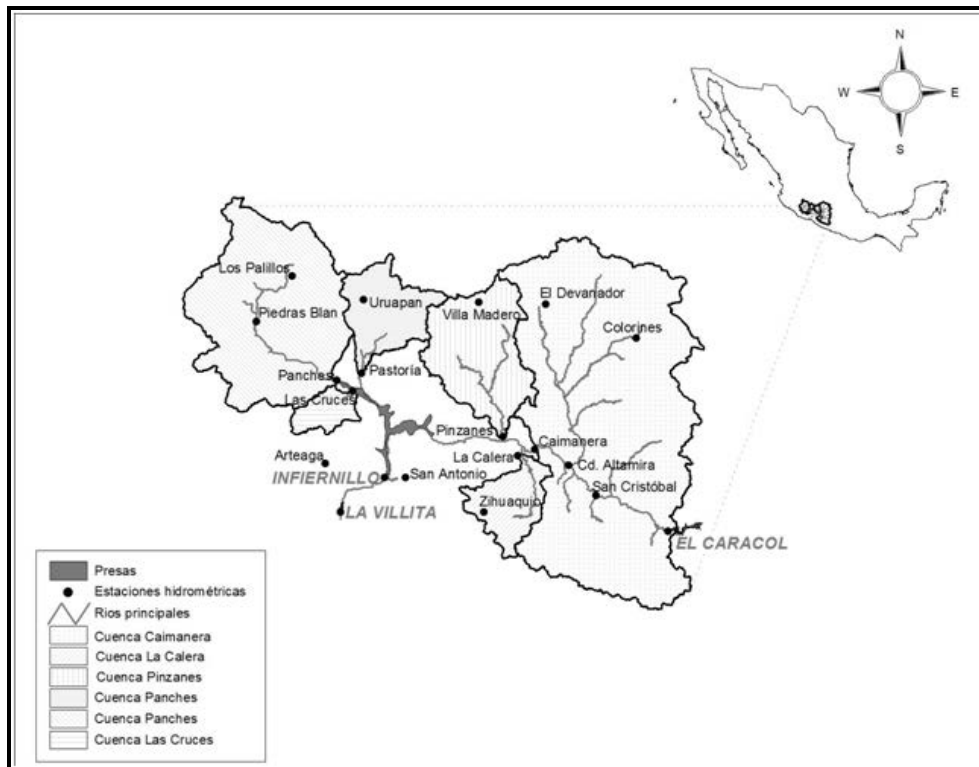


Figura 1.- Sitio de estudio: Presa El Infiernillo.

b) Técnica de optimización

Las políticas de operación del SH de El Infiernillo se determinan usando la metodología de la Programación Dinámica en su versión estocástica (PDE), los detalles del algoritmo se pueden consultar en Bellman (1957). El inconveniente de la Programación dinámica es el alto costo en recursos computacionales que demanda, para salvar esto en el II-UNAM la técnica se trabaja separando el algoritmo de solución en dos partes: en la primera sólo se calcula el beneficio esperado por cada etapa, que se repite de un año a otro, en términos de la función objetivo (FO) que tiene como fin en este caso maximizar la generación de energía eléctrica y disminuir la presencia de eventos no deseados (Mendoza et al, 2012); en la segunda se determina el beneficio acumulado hasta la etapa considerada y su valor óptimo, para ello se propone un número de años muy grande (puede corresponder a la vida útil del sistema); en la etapa inicial se asignan valores de cero a los beneficios óptimos y se comienza el recorrido de las etapas en sentido contrario al tiempo y se resuelven las ecuaciones iterando hasta que las diferencias entre dos años consecutivos cumplen una tolerancia establecida que garantiza convergencia y estabilidad de la solución. Logrado esto, se guarda la extracción óptima (k_i^*) para cada presa con su respectivo beneficio (B^*) (Mendoza et al, 2012).

APLICACIÓN Y RESULTADOS

De estudios anteriores (Mendoza et al., 2016; Mendoza et al., 2017) se tomó un intervalo de 200 hm^3 para discretizar la capacidad útil del embalse y los volúmenes de ingreso, el número de etapas definidas y extracciones máximas y mínimas para cada una, límites de CG alta y baja, ecuaciones de ajuste y datos generales del sistema. Se usaron los registros de ingresos históricos para el periodo en forma mensual y quincenal para hacer primero un análisis estadístico y determinar las probabilidades asociadas a ellos. La figura 2 muestra los volúmenes promedio para cada quincena y para cada mes.

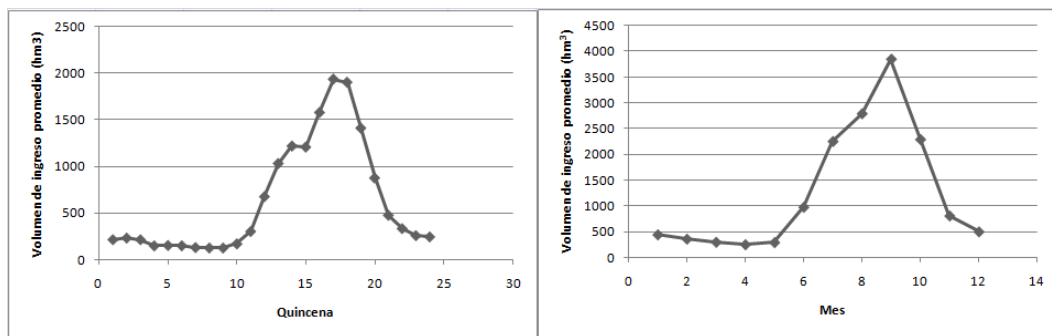


Figura 2.- Volúmenes de ingreso promedio por quincena y por mes.

En el caso del análisis mensual se hace un agrupamiento de meses tratando de que las medias estadísticas de cada grupo sean lo más parecidas entre sí, esto llevó a definir seis grupos o etapas (tabla 1) y para cada una de ellos se calculan las probabilidades asociadas a los volúmenes de ingreso. La figura 3 muestra los resultados solamente para los meses de septiembre, octubre y de marzo a junio. En el caso quincenal se optó por no hacer ningún tipo de agrupamiento esto para evitar perder o suavizar la información. Los resultados para algunas quincenas seleccionadas se muestran en la figura 4.

Tabla 1.- Etapas definidas para el caso mensual.

Etapas	Meses
1	Octubre
2	Septiembre
3	Agosto
4	Julio
5	Marzo-junio
6	Noviembre-febrero

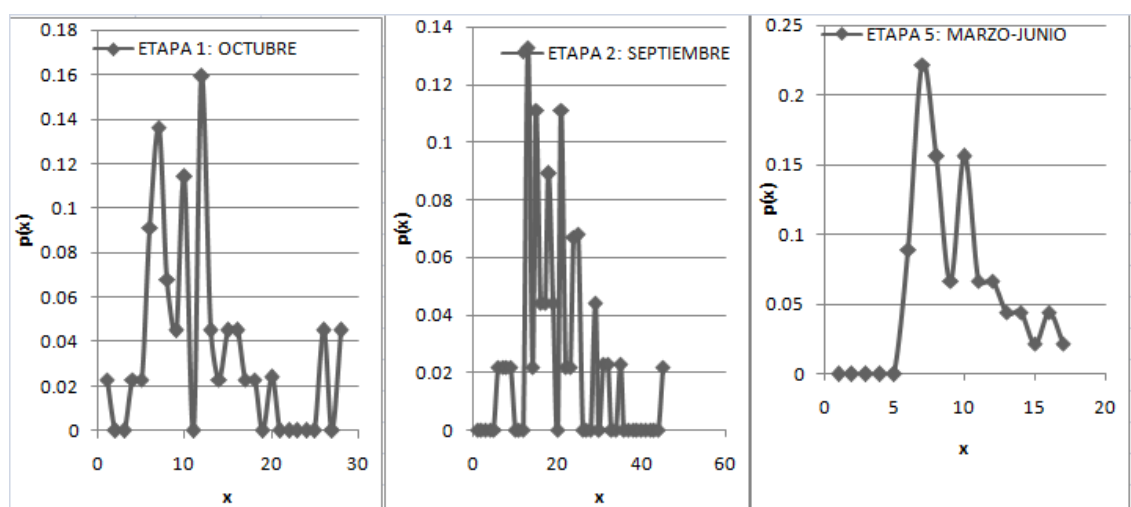


Figura 3.- Probabilidades asociadas a los volúmenes de ingreso ($\Delta t = 1$ mes) para los meses de octubre, septiembre y marzo-junio.

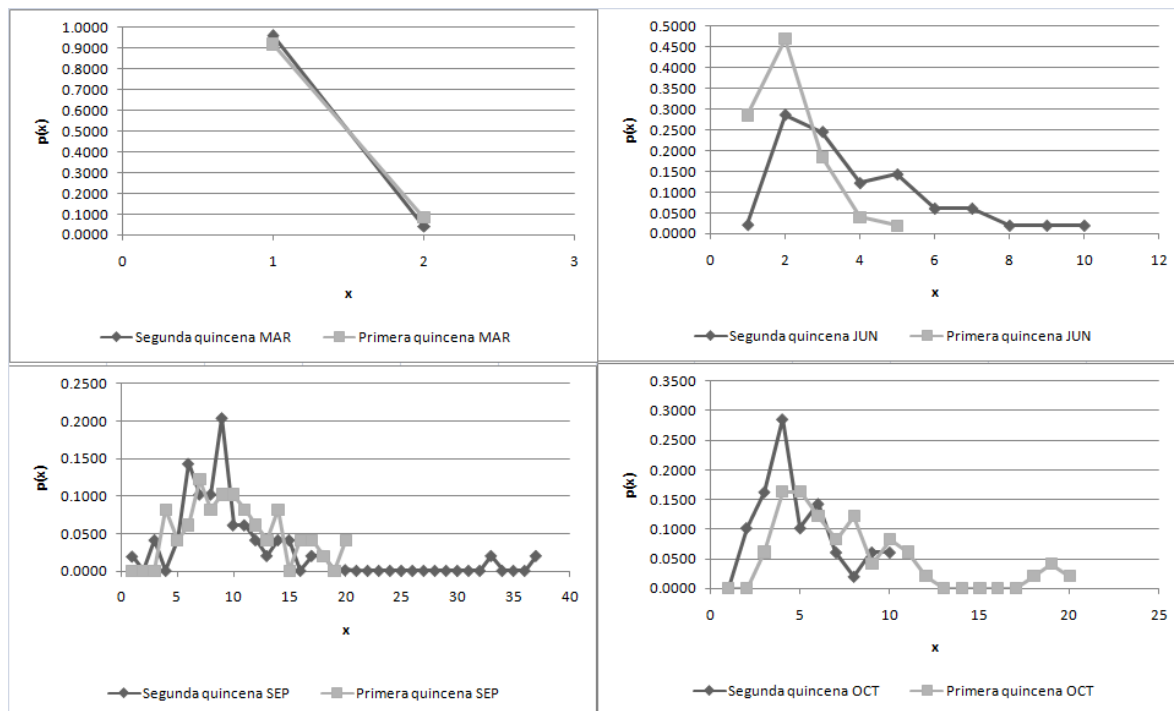


Figura 4.- Probabilidades asociadas a los volúmenes de ingreso ($\Delta t=15$ días) para las dos quincenas de marzo, junio, septiembre y octubre.

El estudio del 2016 (Mendoza et al., 2016) introduce en el proceso de obtención de reglas de operación el variar para cada etapa el valor de los coeficientes de penalización para los eventos no deseados (déficit y derrame). El del 2017 (Mendoza et al., 2017) adiciona en el proceso de simulación el poder modificar el volumen que dicta la política aumentando o restando un cierto volumen en función de la variación temporal del coeficiente de autocorrelación. En ambos estudios se usó el registro histórico de volúmenes de ingreso mensual al embalse, una curva guía (alta) y se obtenían reglas de operación para ese intervalo. En el proceso de simulación se podía usar un paso de tiempo de 15 días y lo que se hacía para dar el volumen de extracción era simplemente tomar el que dictaba la política y dividirlo entre las dos quincenas del mes. En este nuevo estudio, se mantienen las condiciones de los trabajos referidos pero se obtienen reglas de operación usando los volúmenes de ingreso en forma quincenal y sin buscar formar grupos con características estadísticas homogéneas y variando ahora también los valores de los coeficientes para penalizar el quedar por debajo de la curva guía baja (CGB) y el rebasar los límites de la curva guía alta (CGA). Estas dos curvas son límites que una de las dependencias federales (La Comisión Nacional del Agua) encargadas del manejo del sistema establece para garantizar la operación segura del embalse. Los 3 ensayos definidos se muestran en la tabla 2 y los resultados obtenidos se detallan en el siguiente apartado.

Tabla 2.- Ensayos definidos.

Quincena	Penalización para los coeficientes					
	Ensayo 1				Ensayo 2*	Ensayo 3**
	Derrame	Déficit	CG _A	CG _B	CG _A	CG _B
1Q DIC	6500	5000	4	1	0	0
2Q DIC	6500	5000	4	1	0	0
1Q NOV	6500	5000	4	1	0	0
2Q NOV	6500	5000	4	1	0	0
1Q OCT	6500	5000	5	0.8	0	0
2Q OCT	6500	5000	5	0.8	0	0
1Q SEP	11500	3000	5	0.8	0	0
2Q SEP	11500	3000	5	0.8	0	0
1Q AGO	11500	3000	5	0.8	0	0
2Q AGO	11500	3000	5	0.8	0	0
1Q JUL	9500	3000	5	0.8	0	0
2Q JUL	9500	3000	5	0.8	0	0
1Q JUN	4500	20000	4	1	0	0
2Q JUN	4500	20000	4	1	0	0
1Q MAY	4500	20000	4	1	0	0
2Q MAY	4500	20000	4	1	0	0
1Q ABR	4500	18000	4	1	0	0
2Q ABR	4500	18000	4	1	0	0
1Q MAR	4500	17000	4	1	0	0
2Q MAR	4500	17000	4	1	0	0
1Q FEB	4500	15000	4	1	0	0
2Q FEB	4500	15000	4	1	0	0
1Q ENE	4500	10000	4	1	0	0
2Q ENE	4500	10000	4	1	0	0

*Coeficientes para penalizar derrame, déficit y CGB iguales a los del ensayo 1.

**Coeficientes para penalizar derrame, déficit y CGA iguales a los del ensayo 1

CG_A = coeficiente de penalización para la CGA

CG_B = coeficiente de penalización para la CGB

Las políticas de operación del SH se determinan usando la metodología de la Programación Dinámica (PD) en su versión estocástica (PDE). Con cada política se simula el funcionamiento del sistema evaluando cuatro variables principales: derrame y déficit total, almacenamiento mínimo y energía eléctrica promedio. Los resultados obtenidos para cada uno de los tres ensayos se muestran en la tabla 3 y de su análisis se puede decir lo siguiente:

- a) En general el sistema controla mejor el evento de derrame con reglas de operación obtenidas en forma quincenal pero tiene varios años con déficit, no afectando esto notablemente el promedio de energía generada.
- b) El ensayo 2 presenta un derrame similar en magnitud al del estudio del 2017 pero el déficit total es casi 4 veces más. En ambos se penaliza el derrame y el déficit pero en el del 2017 la penalización al quedar por debajo de los límites de la curva guía baja (CGB) no existe y los coeficientes de penalización por exceder los límites de la curva guía alta (CGA) van de 0,8 a 2, y en el ensayo 2 la penalización por rebasar los límites de la CGA es cero y los coeficientes de penalización para la CGB van de 0.8 a 1, lo cual lleva a la conclusión de que dejar nula la penalización de la CGA sacrifica los niveles de almacenamiento en el embalse para conseguir mantener la generación de energía promedio.
- c) Los ensayos 1 y el 3 muestran que la penalización en la CGB es tal vez la de menor peso en la FO. Ambos obtienen prácticamente el mismo desempeño en cuanto a los parámetros analizados.
- d) Los ensayos 1 y 3, logran reducir la magnitud total del evento de derrame presentado en el estudio del 2017 (Mendoza et al., 2017).
- e) La variable de la energía promedio es poco sensible a los cambios en los valores de los coeficientes de penalización para los eventos de derrame, déficit, quedar por debajo de la CGB y rebasar los límites de la CGA.

Tabla 3.- Comparación de resultados.

Estudio	Derrame (hm ³)	Déficit (hm ³)	Almacenamiento mínimo (hm ³)	Energía promedio generada (GWh/quincena)
Mendoza et al., 2016	11320.2	0.0	271.0	144
Mendoza et al., 2017	10675.2	470.1	0.0	144
Ensayo 1	7830.32	2635.06	0.0	141.09
Ensayo 2	10597.12	1682.24	0.0	144.21
Ensayo 3	7830.32	2626.36	0.0	140.47

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados mostraron que obtener políticas de operación usando intervalos de tiempo de 15 días conduce a un mejor control en el evento de derrame que al simular su funcionamiento con reglas de operación obtenidas para un Δt de 30 días.

El reducir el intervalo de tiempo de 30 días a 15 días y no hacer agrupamiento de meses tratando de que una de las medidas de dispersión (la media en este caso) sea similar en los grupos, permite establecer diferencias de comportamiento en los volúmenes de ingreso de un mismo mes.

En todos los casos que se han analizado, la variable menos sensible a los cambios hechos ha

sido la energía generada, tal parece que a pesar de los meses con déficit los niveles de almacenamiento que se mantienen en el vaso durante la simulación compensan esto.

Se hicieron diferentes ensayos con los cuales se puso en evidencia lo difícil que es encontrar tanto el rango adecuado para los valores de los coeficientes de penalización para eventos no deseados como el peso que se le debe dar a cada uno de ellos. Es recomendable seguir con los ensayos para ver si se logra encontrar la combinación óptima que disminuya la magnitud del evento de déficit manteniendo el comportamiento del derrame y de la cantidad de energía promedio generada.

Es también conveniente cuantificar la magnitud del exceder o quedar abajo de las curvas guía para que la penalización que se añade por esto en la FO sea variable.

REFERENCIAS

Bellman, R. E. (1957). *Dynamic Programming*. Princeton. NJ. Princeton University Press.

Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad (CONABIO). (2016). Regiones terrestres prioritarias de México. Infiernillo. Disponible en: www.conabio.gob.mx/conocimiento/regionalizacion/doctos/rtp_116.pdf

Instituto Nacional de Ecología (INE). (2016). Cuenca del Río Balsas. Instituto Nacional de Ecología. Disponible en: <http://www2.inecc.gob.mx/publicaciones/libros/402/cuencabalsas.html>

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). (2016). Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos. Michoacán de Ocampo. Disponible en: <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/mexicocifras/datos-geograficos/16/16010.pdf>

Mendoza, R., Domínguez, R. y Arganis, M. (2012). “Influencia de curvas guía en las políticas de operación para el manejo de un sistema hidroeléctrico”. *Memorias del XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, 9-12 Septiembre, San José, Costa Rica.

Mendoza, R., Arganis, M. y Domínguez, R. (2016). “Efecto de la variación por etapa en los coeficientes de castigo para obtener reglas de operación: presa El Infiernillo, Mich., México”. *Memorias del XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, 28-30 Septiembre, Lima, Perú.

Mendoza, R., Arganis, M. y Domínguez, R. (2017). “Análisis de la inclusión de la variabilidad temporal del coeficiente de autocorrelación en la simulación de un sistema hidroeléctrico en México”. *Memorias del XIII Congreso Internacional de Hidráulica*, 21-25 Marzo, La Habana, Cuba.

Secretaría de Marina Armada de México (SEMAR). (2016). Presa de El Infiernillo. Disponible en <http://digaohm.semar.gob.mx/cuestionarios/cnarioInfiernillo.pdf>

Aspectos A Considerar Al Elegir Los Escenarios De Diseño De Obras Hidráulicas

Raúl Navarro, Adelma Mancinelli y Laura Ferrer Varela

Laboratorio del Departamento de Hidráulica-Escuela de Ingeniería Civil-Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura-

Universidad Nacional de Rosario, Santa Fe, Argentina TE: 0341 4808541

rnavarro@fceia.unr.edu.ar

Introducción

Al realizar el diseño de una obra hidráulica determinada, uno de los aspectos a definir son las condiciones físicas de la cuenca de aporte al punto de estudio que determina el o los caudales con los que se diseñarán las diferentes partes de la mencionada obra.

Lo usual en este aspecto es considerar la vida útil de la obra y dentro de ello los posibles cambios de uso de suelo debidos a pasaje de uso rural a uso urbano o las posibles modificaciones hidrológicas que pueden generar dentro del tipo de uso de suelo rural, el empleo de diferentes sistemas de explotación o de cultivos aplicados.

La experiencia ha demostrado que hay una variable más que se debería contemplar y que es muy difícil de evaluar y es la sensación psicológica de mejora que se genera en los productores agropecuarios que en muchos casos resulta en la realización de obras hidráulicas menores por cuenta propia que al sumarse resultan en un cambio de comportamiento del sistema hídrico que en muchos casos dejan sin efecto a la obra al poco tiempo de ser habilitada.

Como metodología simple de análisis se emplea la comparación de imágenes satelitales de libre acceso de diferentes fechas y la información sobre la ejecución y puesta en funcionamiento de obras hidráulicas.

Objetivos

Poner en discusión las variables que son menos manejables a la hora de realizar un diseño hidráulico de un sistema de drenaje en una zona conflictiva.

Alertar sobre la necesidad de regular y controlar los usos de suelo.

Desarrollo

El planteo de obras hidráulicas de sistemas conflictivos en base a planes integrales basados en evaluaciones del conjunto, requieren del planteo de escenarios de trabajo sobre los cuáles se deben establecer parámetros de cálculo y condiciones de borde.

Sobre estas cuestiones la hidrología y la hidráulica muestran sólidas bases técnicas sobre las cuales basarse y avanzar en los desarrollos de los estudios.

Dentro de estas cuestiones, el proyectista considera una situación del sistema a futuro para plantear los diseños de obras y es a lo que se llama escenario.

Una de las variables que definen un escenario es la dinámica hídrica y el sistema de conducciones.

Esta es la parte de la adopción de las condiciones de diseño que muchas veces falla por no incluir en las variables las intangibilidades de aquellos a los que van dirigidas las obras.

El caso a presentar parte de una cuenca cuasi cerrada, cuya salida está sumamente controlada por los actores de parte del sistema ya que las fallas o superaciones de las conducciones de salida de los escurrimientos pueden afectar áreas urbanas fuertemente pobladas.

Junto a esto, las zonas rurales de la cuenca tienen un alto valor productivo a pesar que hay zonas bajas de superficies importantes pero que bien drenadas reeditúan económicamente de manera amplia a sus propietarios.

El caso surge al ejecutarse en la cuenca una obra vial de importancia que implicó la ampliación fuerte de la zona de camino, sin llegar a ser autopista, la pavimentación, el terraplenamiento y la consecuente excavación de importantes cunetas para lograr el suelo necesario.

Más allá de la previsión que se tuvo a la hora del diseño hidrovial de la obra, de controlar los movimientos de grandes volúmenes de agua debido a las grandes cunetas, hubo un factor que no fue detectado, el psicológico de los usuarios frentistas y es a esto que llamamos intangibilidad.

Veamos antes de continuar, las Figuras 1, 2 y 3 siguientes, correspondientes al mismo sector de cuenca pero a distintos años; 2003, 2013 y 2016.

En la figura del año 2003 se observa una situación húmeda del suelo, bastante desnudo, con una cierta uniformidad en la trama y algunos manchones que denotan la acumulación de agua. Esta imagen es previa al comienzo de la obra.



Figura 1.- Imagen año 2003.

La figura del año 2013 se corresponde al período durante el cual se fue ejecutando la obra. En ella se empiezan a detectar algunas trazas de pequeños canales de conducción del agua hacia los caminos públicos.

En esta imagen se observan ya las cunetas de la nueva ruta, de dimensiones importantes, que empiezan a contener y reservar volúmenes de agua.



Figura 2.- Imagen año 2013.

La figura del año 2016, última en la serie, muestra una gran profusión de canales conductores, con agua en sus trazas, conectados a las grandes cunetas de la ruta nueva que también presentan importantes volúmenes de agua almacenados.



Figura 3.- Imagen año 2016

El hecho ha sido que los frentistas han creído que la presencia de semejantes cunetas los habilitaban a mejorar sus escurrimientos y tomaron sus medidas de acción sin evaluar si el efecto podía ser positivo o no.

Esta fue la variable no tomada en cuenta por los proyectistas. Una variable tal vez impensada, que solamente puede existir en sociedades donde las legislaciones no son suficientes y donde se requiere una presencia más fuerte de las áreas de gobierno que deben velar por el interés común.

Es así que no terminó de inaugurarse la obra que ya quedó desactualizada o que alcanzó su vida útil antes de haberla vivido.

Como comentario adicional, puede señalarse el hecho absurdo que las áreas bajas naturales, ubicadas en las partes más altas de la cuenca, fueron drenadas hacia zonas más bajas, con buenos drenajes pero que debido a la presencia del terraplenamiento de la nueva vía de comunicación, que funcionó de presa de retención, terminaron generando embalsamientos en áreas en donde anteriormente no los

había.

Aquí cabe la pregunta si, tiene lógica mover de lugar la ubicación de las zonas anegadas desde bajos naturales, donde seguramente los suelos tienen mayor nivel de salinidad y menor espesor de capa fértil, a otras zonas que llamaríamos bajos antrópicos, con suelos de mejor aptitud agronómica pero que con la nueva presencia de agua comenzarán a degradarse.

Conclusiones

A la hora de diseñar una obra hidráulica dirigida a actores variados, se deben evaluar no sólo las cuestiones técnicas sino también todas aquellas otras que exceden lo técnico pero que pueden definir el éxito o el fracaso de la intervención.

En este sentido, se considera importante estar al tanto de toda la legislación, tanto local como general, relacionada con el tipo de obra a ejecutar.

Lo anterior implica un manejo de información que muchas veces excede las posibilidades de los proyectistas y que tal vez harían interminables o inalcanzables económicamente los diseños propuestos.

Por otro lado, estas cuestiones serían más controlables si se avanzara en legislaciones que permitan un mejor y más claro manejo de las acciones de los particulares en temas hidráulicos así como en todo aquello que favorezca la aplicación de tales leyes y la mayor presencia en campo de técnicos capacitados que además den formación al soberano.

Referencias Bibliográficas

Google Earth, (2017).

Centro de Documentación, Secretaría de Recursos Hídricos, Ministerio de Infraestructura y Transporte, Gobierno de la Provincia de Santa Fe.

LAS OBRAS DE ARTE FERROVIARIAS, SU DINÁMICA Y LOS EFECTOS EN LA ACTUALIDAD

R. Navarro, P. Ruggeri, G. Policardo, B. Alonso, V. Salama, C. Pagani, A. Malavolta y P. Bussi

Área Proyectos Rosario, Dirección General de Proyectos, Dirección Provincial de Estudios y Proyectos,
Subsecretaría de Planificación, Secretaría de Recursos Hídricos,
Ministerio de Infraestructura y Transporte, Provincia de Santa Fe, Argentina TE: 0341 4294124,
rnavarro@santafe.gov.ar

Introducción

Cuando los ferrocarriles se diseñaron en el siglo XIX, sus proyectistas pensaron a los escurrimientos naturales como una realidad a respetar, lo cual se evidencia en los registros que muestran la ubicación de las obras de arte.

Esta concepción original puede consultarse en la invaluable información que brindan, hoy día, las Cartas Topográficas confeccionadas en la primera mitad del siglo XX por el Instituto Geográfico Militar, hoy Nacional (IGN).

Si comparamos esta documentación con imágenes satelitales de cualquier período desde su aparición, y contrastamos con el inventario de problemáticas hídricas presentes en la Provincia de Santa Fe, veremos que muchas de ellas coinciden geográficamente con la ubicación original de aquellas obras de arte.

Ahora bien, si concurrimos al sitio donde se indica la existencia de una obra de arte determinada, en muchos casos nos será dificultoso detectarla y en otros, imposible.

Esto es debido a que el desarrollo que sucedió a la implantación de los ferrocarriles no tuvo el mismo respeto. En muchos casos donde la obra de arte era de pequeña magnitud, debido a su cuenca de aportes o al uso del suelo de la época en que fueron diseñadas, la misma fue lentamente desactivada mediante maniobras de falta de limpieza, favorecimiento del crecimiento de vegetación o cegado o eliminación.

En otros casos, la presencia de rutas importantes paralelas a las vías, que a medida que fueron siendo pavimentadas, no copiaron los desagües pluviales ferroviarios, habilitaron más aún la modificación de los escurrimientos.

Así es que se detectan muchos casos de lotes de aguas abajo de una obra de arte indicada en las cartas topográficas que no tienen marcada la línea de escurrimiento y su contraparte aguas arriba con presencia de una laguna.

Objetivo

El objetivo de este trabajo es poner en consideración una problemática que aunque es muy conocida, no es normalmente enfrentada mediante un planteo que conduzca a la corrección de los efectos negativos que ella acarrea.

Se intenta poner en discusión un criterio de vuelta a las concepciones primigenias mediante las cuales se demostraba respeto por la naturaleza y equidad frente a los inconvenientes que presenta a un propietario la presencia de un bajo natural en su propiedad, el cual también afecta a aquel de aguas arriba como a aquel de aguas abajo.

Casos

En la Figura 1 se puede observar la indicación de la presencia de una alcantarilla bajo la vía ferroviaria en una Plancheta del

Instituto Geográfico Nacional de 1930 y en la Figura 2 el funcionamiento hidráulico del bajo en la actualidad registrado en una imagen satelital.

Puede observarse que la alcantarilla existe en la actualidad bajo el ferrocarril pero la Ruta Nacional que se construyó aguas arriba no copió tal obra hidráulica lo cual generó un desvío casi a 90° de los escurrimientos normales en dirección de las cunetas de dicha ruta.

En situaciones de eventos extremos, el sistema colapsa y la vía de comunicación se corta por invasión del agua.



Figura 1.- Alcantarilla en Plancheta 1930



Figura 2.- Alcantarilla en imagen satelital actual.

En la imagen satelital se puede observar que el bajo proveniente desde aguas arriba está muy marcado y que al llegar a la vía férrea forma un área de almacenamiento mostrada por la zona de coloración más oscura y vegetación irregular.

Hacia aguas abajo no se observa la continuación del bajo. Una aproximación de la imagen permitiría detectar un canal paralelo a la vía del ferrocarril que conduce las aguas hacia una alcantarilla ubicada en un cruce a nivel de un camino comunal.

Como complemento puede indicarse que en la continuidad del

bajo hacia aguas abajo, se ha ubicado una zona desarrollada la cual seguramente será afectada por el agua en eventos extremos.

Estas condiciones muestran una evidente inequidad entre los lotes de aguas arriba y aguas abajo. Los primeros se ven perjudicados en mayor medida que lo que lo serían si la obra de arte funcionase adecuadamente y los de aguas abajo reciben un beneficio tal que hasta tienen la posibilidad de poder asentar un área desarrollada con menores riesgos que los naturales ya pesar que existen leyes que indicarían la imposibilidad de tal uso del suelo.

Seguramente, estos hechos se producen por una conjunción de acciones e inacciones tanto a nivel público como privado que se pueden clasificar en faltas de limpieza ex profeso o por abandono o acciones de taponamiento de obras de arte o falta de reconstrucción de las mismas cuando fallaron por el solo paso del tiempo.

En la Figura 3 se puede observar otro caso paradigmático en el cual la línea de escurrimiento está canalizada aguas arriba de un camino, entre dicho camino y la ruta nacional, que es paralela al ferrocarril, se observa una mancha de suelo húmedo que indica el almacenamiento que se produce por falta de obra de arte de paso.

Los escurrimientos se dirigen por las cunetas de la ruta y del ferrocarril hasta el cuerpo receptor y todo el tramo de la vía de comunicación se encharca en eventos por encima de la media.



Figura 3.- Interrupción de una línea de escurrimiento.

En ambos casos mostrados, si se aplicara la ley provincial Nº 11730, de Bienes en Áreas Inundables, se definiría una franja a ambos lados de la línea de escurrimiento dentro de la cual las actividades de desarrollo estarían limitadas.

De las imágenes puede concluirse que los lotes de aguas arriba tienen mayores limitaciones que los de aguas abajo desde el punto de vista productivo. Este hecho es pura y exclusivamente antrópico.

Estas situaciones, totalmente comunes en nuestra región, son de muy difícil modificación, fundamentalmente porque los propietarios que durante muchas décadas han sido beneficiados, consideran que es un derecho adquirido e irrevocable.

No solamente para los de los lotes ubicados inmediatamente aguas abajo de la barrera sino para todos aquellos ubicados hacia aguas abajo en la línea de escurrimiento.

La renuencia a socializar los efectos negativos de los desbordes es muy fuerte y debería intentarse vencer la resistencia mediante una presencia más activa de las entidades de control público así como de la toma de medidas correctivas en cada uno de los proyectos de obra que se requieran.

No se descarta la posibilidad de conducir caudales de bajas recurrencias por caminos que disminuyan los efectos negativos sobre las producciones agropecuarias pero tales acciones siempre deberían tener en cuenta que los aportes de los eventos extraordinarios deberían tomar los caminos que la naturaleza ha marcado antes que el hombre desarrollara su egoísmo en la tierra.

Conclusiones

La propuesta es dar un giro en los paradigmas y comenzar a trabajar con la naturaleza y no contra ella.

Enfrentar las barreras de aquellos conceptos tácitos que nos separan y accionar poco a poco para tornarlos en otros que nos unan y nos ayuden a vivir mejor.

La conciencia social en estos momentos tal vez no nos apoye en la tarea pero el dictado de leyes, su discusión y la puesta en boca de nuevos conceptos pueden a la larga dar algún fruto.

Referencias Bibliográficas

Cartas Topográficas (1960). *Instituto Geográfico Nacional*. República Argentina.

Ley Provincial Nº 11730 (2000). "Bienes en Áreas Inundables". *Provincia de Santa Fe*.

Centro de Documentación *Secretaría de Recursos Hídricos, Ministerio de Infraestructura y Transporte, Gobierno de la Provincia de Santa Fe*.

MODELACION FISICA DE DISIPADORES DE ENERGIA EN SUSTRATOS ROCOSOS Y/O SUELOS COHESIVOS

Jorge Alberto Orellano

Instituto de Investigaciones Hidráulicas Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional de San Juan, Dirección.: Urquiza (n) 91
Teléfono.0264-4272251

E-mail: orellano@unsj.edu.ars

Introducción

En los grandes aprovechamientos hidroeléctricos es imprescindible la colocación de aliviaderos de crecida, que permitan la derivación del agua con gran carga de velocidad al pie de la construcción.

En esta desviación la energía potencial se transforma en cinética e inmediatamente surge la necesidad de transformar esta energía en inofensiva para las obras, lanzándola al aire para por medio del rozamiento del líquido se genere calor o intentándola disipar por medio de estructuras especiales. Cuando estos chorros impactan sobre el terreno producen grandes erosiones en área y profundidad. Muy poco se sabe cuando se debe representar un macizo de cerro o cauce conformado por bloques de rocas buenas pero en mal estado general o un cauce conformado por materiales cohesivos.

Esta situación se presentó al IDIH en la idea de formular algún procedimiento lo más científico con un modelo en escala reducida en donde se simuló a la estructura rocosa con distintos materiales entre granulares y con cohesión.

El presente trabajo resume los resultados experimentales preliminares sobre el proceso de socavación tratando de delinear un pronóstico de erosión localizada que pueda interpretar el comportamiento del prototipo.

El trabajo tiene características teóricas - experimentales

Objetivos

Se desea formular un procedimiento lo más científico posible que resuelva la semejanza entre la realidad física a conocer cuando se excaven los cerros, que se ha estudiado por medios geofísicos, de velocidades de propagación de ondas, con un modelo en escala reducida en donde se simuló a la estructura rocosa y/o cohesiva con distintos materiales entre granulares y con cohesión

Objetivos específicos

Estudio de los tamaños y tiempos de erosión
Identificar los valores de:

- a.- Las fuerzas hidráulicas que son las causantes de la rotura y remoción del suelo, la velocidad de la corriente y su pulsación, la profundidad del flujo, el contenido de sedimentos.
- b.- Las fuerzas resistentes (las propiedades físico-mecánica del macizo.)
- c.- El tiempo.

Materiales y Métodos

Se utilizó para las primeras pruebas el modelo físico construido bajo la semejanza de Froude, con escala de longitudes 1:70 y algunas pruebas que se realizaron en el prototipo de la obra Caracoles en San Juan. Se modeló el cuenco a erosionar con material granular en el que se agregó cemento en distintas proporciones 1%

Existe en general falta de información sobre el soporte físico-químico y morfo estructural del macizo por lo que algunos aspectos deben ser estimados aproximadamente. Actualmente se conocen relaciones generales que vinculan la resistencia a la erosión hídrica con la resistencia al corte y con el contenido de agua, demostrando que la resistencia al corte decrece con el contenido de humedad del suelo.

Los investigadores Norteamericanos concluyen en que los suelos de baja resistencia al corte y alta permeabilidad son fácilmente erosionables, mientras que aquellos de alta resistencia al corte y baja permeabilidad son resistentes a la erosión.

FACTORES INTERVINIENTES EN EL PROCESO DE EROSION PROPIEDADES FÍSICAS

Densidad.- cuanto más denso es un suelo tanto más sólido es el mismo, pero existen arcillas densas con hinchamiento las cuales para el estado de saturación pierden la solidez y su resistencia a la erosión...

Porosidad. Cuanto menos es la porosidad mejor resisten...

Plasticidad capacidad de variar la forma sin fisuras,

Ángulo de fricción interna

Cohesión.- existencia de fuerzas intermoleculares que interfieren la ruptura del conjunto, es el índice fundamental.

El hinchamiento: capacidad de disminuir la cohesión.

Integridad modificación de la estructura en su estado natural

La heterogeneidad: capas intermedias con otras cualidades.

Efecto de la resistencia al corte sobre la velocidad de erosión

Se asume la validez de la ley de Coulomb la resistencia al corte durante la erosión.

Efectos de factores químicos. Se cree que el incremento de la resistencia a la erosión se debe a un aumento de la atracción electroquímica.

Efectos de los factores mecánicos. Las propiedades de una arcilla pueden cambiar al variar los cationes.

Influencia del tiempo fundamental en los procesos erosivos.

Profundidad teórica de erosión

A nivel mundial, se emplea ampliamente en el cálculo ingenieril de erosiones localizadas, verificándose en la práctica, la sencilla fórmula de K.I. Rosinsky (1950) para la determinación de la profundidad final de erosión. Dicha fórmula lleva implícita la velocidad admisible de erosión como factor determinante en el pronóstico de erosiones. (1)

q : caudal específico,

v_h : velocidad media no erosiva de fondo de la corriente para profundidad h

k_p : coeficiente que considera las condiciones de erosión.

$$h = k_p \cdot \sqrt[1,2]{\frac{q}{V_H}} \quad (1)$$

La profundidad de la erosión depende del tipo de suelo del fondo erosivo del río.

Diseño

Para el estudio de los tamaños y tiempos de erosión, es necesario considerar las fuerzas que intervienen y principalmente abordar el cálculo y/o determinación

experimental de la velocidad no erosiva para el suelo y con su ayuda la profundidad de erosión.

Las fuerzas hidráulicas que son las causantes de la rotura y remoción del suelo la velocidad de la corriente y su pulsación, *Las fuerzas resistentes* (las propiedades físico –mecánica del macizo. Y *El tiempo*.

La profundidad de la erosión localizada, esta estrechamente vinculada a las particularidades hidráulicas del flujo y muy principalmente a las características de distribución de los caudales específicos de erogación por el aliviadero

MODELACION

Existe gran interés en la evaluación mediante modelo físico de la resistencia a la erosión de suelos rocosos y con material cohesivo como medio para predecir cuanto va a resistir el lecho antes de que se produzca la erosión y los volúmenes de material que se removerán. Figuras 1, 2, 3,4.

El mayor problema es encontrar una correlación de los datos de ensayos con muestras de lugares geográficamente restringidos y generalizar los resultados que se obtienen en el modelo con los que se verificarían en el prototipo

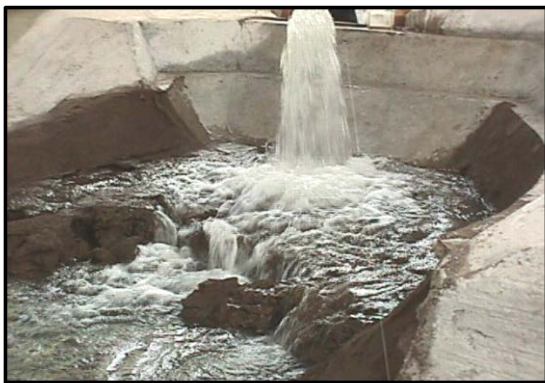


Figura .- 1.Modelo físico Disipador Aprovechamiento Caracoles



Figura .- 2.Modelo físico Disipador Aprovechamiento Caracoles



Figura .- 3 Disipador Aprovechamiento Caracoles
Hemos representado el lecho cohesivo con arena mezclada con porcentajes de 2 a 4 % de cemento logrando que las formas

finales de erosion se asemejen a las que se produzcan en suelo cohesivo.

Tuvimos la oportunidad de operar el prototipo del aliviadero con caudales del orden del 20% del maximo y las formas cualitativamente son muy parecidas.



Figura .- 4..Aliviadero Presa y Aprovechamiento Caracoles

CONCLUSIONES

Finalmente, como conclusiones generales se pueden establecer En la naturaleza, no se encuentran frecuentemente problemas unidimensionales, que pueden resolverse con seguridad por medio de cálculos. Como regla, la distribución de velocidades de la corriente en un plano y profundidad son irregulares, y a medida que acontece la erosión, las mismas cambian. Por ello se aconseja la obtención de resultados más fidedignos, empleando los valores de velocidades no erosivas de la corriente, obtenidos experimentalmente, sobre modelos físicos.

Es la investigación experimental camino válido para el estudio del fenómeno erosivo en suelos rocosos y/o cohesivos Se esta profundizando en este momento las correlaciones que permitan definir:

Cuales son los ejes metodológicos para el diseño de un modelo experimental de Froude que resulte posible y eficiente

Cuales son las ecuaciones y/o expresiones que mejor representan el pronóstico de erosión en suelos rocosos y/o cohesivos

De todas las teorías y expresiones analizadas hasta el presente, las fórmulas de Rosinsky son las más confiables para el cálculo de erosión localizada, especialmente en aprovechamientos hidráulicos que se emplazan sobre suelos arenosos.

Resulta necesario verificar la profundidad de erosión localizada, mediante modelación física.

Las fórmulas propuestas sirven para efectuar un pronóstico y deben ser empleadas con ese propósito.

BIBLIOGRAFIA

- .Milli H. (1975) "Modelos fluviales a fondo fijo y móvil" Curso de Posgrado de la Escuela de Ingeniería Hidroeléctrica F. I. UBA
- Bijker, E.W. (1966). "Determinations of Scales of Movable Bed Models" Proc. Golden. Jubilee Central Water and Power Research Statin Poona, vol.1
- Lopardo, R., Orellano, J. Y Varrok, E. (1975) "calibración de un modelo Fluvial a Fondo Fijo con régimen de mareas" – Congreso Nacional del Agua Resistencia.
- García M., Onipchenko G. (1981) "Erosión en Arcillas Proyecto Paraná Medio Cierre Sur Chapetón" Informe AyEE.
- Parthenaides E. (1965) "Erosion of cohesive soils" Journal of the Hydraulics Division ASCE.
- Parthenaides E. Paaswell R. (1970) "Erodibility of channels with cohesive Boundary" Journal of the Hydraulics Division ASCE.

PAUTAS Y HERRAMIENTAS PARA EL DISEÑO DE ESCALAS DE PECES. CASO PRÁCTICO: EMBALSE LA SALADA, FORMOSA

Jorge Prieto Villarroya, Héctor Daniel Farias

Instituto de Recursos Hídricos, FCEyT-UNSE
Laboratorio de Hidráulica, Parque Industrial, La Banda, Santiago del Estero, Argentina
E-mail: irhi.fceyt.unse@gmail.com - Internet: <http://irh-fce.unse.edu.ar>

RESUMEN

En el presente trabajo se analizan y desarrollan las caracterizaciones y cálculos necesarios para el correcto dimensionamiento de una escala de peces, como medida de mitigación ambiental en la construcción de presas y azudes. El trabajo plantea el desarrollo de un procedimiento de cálculo “paso a paso”, basado en análisis eco-hidráulicos. De este modo, se analizan independientemente tanto las características biológicas de la especie piscícola objetivo (velocidad de natación, tiempo de resistencia, capacidad de salto, tirante mínimo admisible y curvas de fatiga o curvas velocidad - autonomía), como la caracterización hidráulica de la escala (patrones de flujo, turbulencia o recirculación y potencia disipada, velocidades máximas, profundidad y relación existente entre caudal y tirante). Finalmente, a partir de ambas caracterizaciones, se establece un análisis conjunto de verificación en el cumplimiento de las restricciones hidrobiológicas que garantizan la funcionalidad de la escala.

Como herramienta de auxilio en el diseño hidráulico de la escala, se ha empleado la aplicación hidroinformática “Vertical Slot Fishway Design”. Como aplicación práctica, se desarrolla el diseño de una escala de hendiduras verticales en el Embalse de la Salada (Formosa), en el que se presentan todos los detalles atinentes al procedimiento de diseño.

ABSTRACT

The present work analyzes and develops the characterizations and calculations necessary for the proper sizing of a fish scale, as an environmental mitigation measure in the construction of dams and weirs for water diversion. The paper proposes the development of a "step by step" calculation procedure, based on eco-hydraulic analysis. In this way, the biological characteristics of the target fish species (swimming speed, resistance time, jump capacity, minimum permissible strut and fatigue curves or speed - autonomy curves) are analyzed independently, as well as the hydraulic characterization of the scale (flow patterns, turbulence or recirculation and dissipated power, maximum speeds, depth and relationship between flow and tie). Finally, based on both characterizations, a joint verification analysis is established, according to the hydrobiological constraints that guarantee the functionality of the scale.

As a tool of assistance in the hydraulic design of the scale, the hydroinformatic application "Vertical Slot Fishway Design" has been used. As a practical application, the design of a vertical slit scale is developed in the Salada Reservoir (Formosa), where all the details related to the design procedure are presented.

INTRODUCCIÓN

En términos ambientales, las presas representan un obstáculo a la circulación natural de la ictiofauna en el cauce, lo que habitualmente se define como “Efecto Barrera”.

La consecuencia principal de una barrera es el impedimento del paso de los peces durante su ciclo vital (Elvira et al 1998).

Dichas infraestructuras constituyen barreras transversales en los cauces hídricos que suponen obstáculos para el movimiento de diferentes especies piscícolas. La medida generalmente aplicada para corregir dicha problemática es la construcción de pasos para peces, siendo la escala de peces el paso más extendido. (Aramburu 2016)

En el presente trabajo se analizan y desarrollan las caracterizaciones y cálculos necesarios para el correcto dimensionamiento de una escala de peces de hendidura vertical, como medida de mitigación ambiental en la construcción de presas y azudes. Se desarrolla una aplicación concreta, al caso del diseño de una escala de peces de hendidura vertical en el Embalse de La Salada (Formosa), en el cual se discuten los procedimientos.

OBJETIVOS

El objetivo general fue el desarrollo de un procedimiento de cálculo “paso a paso”, basado en análisis eco-hidráulicos, en el que se contemplen tanto los aspectos de funcionamiento hidráulico de la escala, como las condiciones biológicas de la especie.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se procedió al análisis independiente tanto de las características biológicas de la especie piscícola objetivo (velocidad de natación, tiempo de resistencia, capacidad de salto, tirante mínimo admisible y curvas de fatiga o curvas velocidad - autonomía), como las características hidráulicas de la escala (patrones de flujo, turbulencia o recirculación y potencia disipada, velocidades máximas, profundidad y relación existente entre caudal y tirante).

A partir de ambas caracterizaciones, se establece un análisis conjunto de verificación en el cumplimiento de las restricciones hidro-biológicas que garantizan la funcionalidad de la escala.

En base a lo anterior, el diseño de una escala de peces de escotadura vertical puede estructurarse en 4 etapas, a saber:

E1.- Recopilación de información básica de partida

E2.- Caracterización hidrobiológica de la especie

E3.- Caracterización hidráulica de la escala

E4.- Dimensionamiento y verificaciones de diseño

La primera de las etapas descritas contempla la recopilación de información de partida acerca de 4 parámetros:

i. Caracterización hidrológica del cauce, para la que se establece el caudal mínimo de diseño que garantice la permanencia de caudales necesaria para permitir la continuidad del flujo y, con ello, la libre migración de las diferentes especies de peces que habitan el sistema (en el

caso de “La Salada” fue de 0.01 m³/s)

ii. Desnivel del obstáculo, donde se plantea el paso como la diferencia previsible entre la cota de la lámina de agua aguas abajo de la estructura y la cota de la lámina de agua aguas arriba de la estructura. (en el caso de La Salada se estimó un desnivel de 8.45 m, con una altura entre láminas de 3.91 m, aunque esta diferencia debe siempre ajustarse a las fluctuaciones que el embalse experimenta en función de los diferentes escenarios hidrológicos y la existencia de un tirante mínimo de funcionamiento de la escala).

iii. Elección de la especie objetivo (y especie secundaria): se escoge siempre a partir de relevamientos, muestreos y censos de peces (y considerando además otra serie de variables como valor ecológico, importancia para la población local, etc...). En base a ello, en el caso de La Salada, se estableció como especie objetivo el Sábalo (Dorado y Boga como sp. secundarias).

iv. El tamaño de referencia o talla de la especie: es una variable que está directamente relacionada con la capacidad de migración del pez. Dentro de una misma especie, los peces de mayor talla nadan a mayor velocidad y durante mayor tiempo que los de talla menor. (a partir de los resultados obtenidos en el inventario de La Salada, se fijó un tamaño de referencia de 250 mm para la especie objetivo)

La segunda etapa se refiere a la caracterización hidrobiológica de la especie en cuanto a su capacidad migratoria:

Capacidad de Natación: en las migraciones ascendentes (reproductivas), si la velocidad del flujo de agua en la obra supera a la posibilidad natatoria de la especie, se sobrepasa la capacidad de nado de la especie, y se podría ver dificultado (o incluso imposibilitar) su paso, y consecuentemente el movimiento migratorio.

Se distinguen tres niveles de velocidades natatorias relacionadas con los músculos utilizados: velocidad de crucero, velocidad de sprint, y velocidad sostenida (Bell, 1986).

La velocidad condicionante en términos de migración es la velocidad de sprint, que permite al pez alcanzar velocidades máximas. Como resultado de un esfuerzo intenso del pez, por lo que esta velocidad sólo puede ser mantenida durante un breve período de tiempo (menos de 20 segundos).

Una primera estimación de valores de referencia en velocidades punta o de sprint de los peces, expresada en términos de velocidad de natación y resistencia pueden inducirse a partir de las fórmulas empíricas de Beach (1984), Zhou (1982) y Wardle (1980), que responden a la expresión: $V_{\text{sprint}} = 0.7 (L/t)$, siendo L y t la longitud del pez y frecuencia de contracción muscular, respectivamente.

La aplicación de la fórmula anterior, en combinación con la temperatura del agua da origen al gráfico de la Fig. 1.

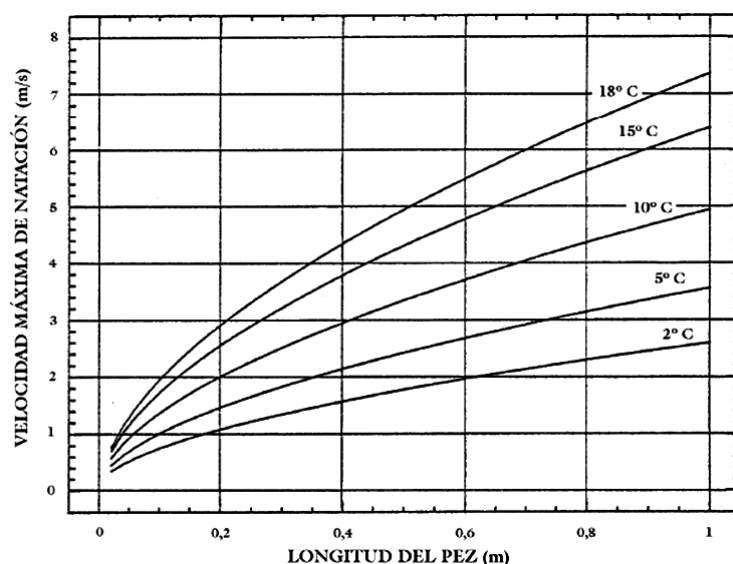


Figura 1.- Curvas de Beach (1984) representando la relación entre longitud del pez y velocidad de natación. (Azagra 1999)

Si bien los estudios y formulaciones de Beach se encuentran originalmente orientados a salmónidos, la FAO recomienda su uso como referencia orientativa para Latinoamérica, en ausencia de estudios específicos más detallados.

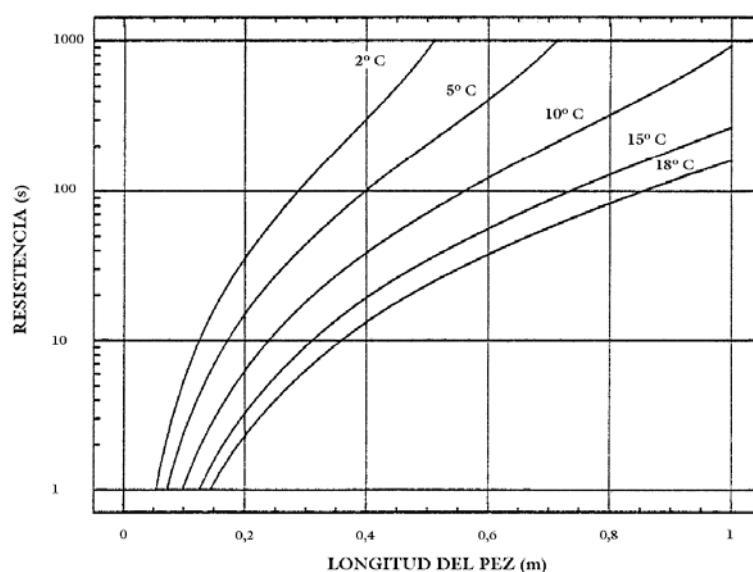


Figura 2.- Curvas de Beach (1984) representando la relación entre longitud del pez y tiempo de resistencia. (Azagra 1999)

Como resultado de la aplicación de los ábacos anteriores, se adopta una velocidad de sprint de 2,5 m/s con un tiempo de 3,5 seg. segundos a los efectos de cálculo de la escala para la especie objetivo (Sábalo) de 250 mm.

Capacidad de Salto. En el diseño de una escala, se debe establecer el máximo desnivel entre dos estanques sucesivos, de acuerdo con la capacidad de salto de los peces que deben franquear el obstáculo y de la diferencia total de alturas a salvar por la escala, siendo el salto asimilable a tiro parabólico

$$Y_{\text{MAX}} = (V_0^2 \cos \alpha \sin \alpha) / g \quad (1)$$

Siendo $Y_{\max}$ la altura de salto (m), g : aceleración de la gravedad (m/s^2), y α : ángulo de salto (grados). En el ejemplo objeto del presente trabajo se calculó un valor de 0,30 m de desnivel admisible entre estanques.

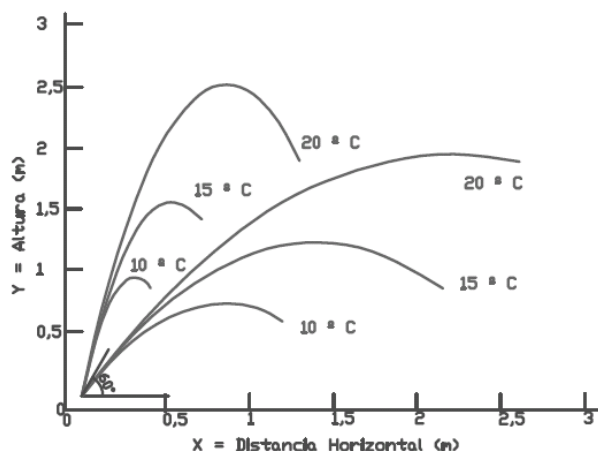


Figura 3.- Capacidad de salto, asemejable al comportamiento de un tiro parabólico. (Azagra 1999)

Turbulencia admisible. La dificultad del paso para los migradores se incrementa a medida que aumenta la turbulencia y la aireación de los estanques. Por este motivo se debe “medir el grado de turbulencia” que se produce en cada estanque; esta medición se realiza por medio de la cuantificación de la pérdida de energía hidráulica generada en el salto de un estanque al siguiente (García Díaz, 2016).

Excesivos niveles de turbulencia hacen muy homogéneos los perfiles de velocidad y tienden a eliminar las zonas de recirculación. Por otro lado, unos niveles bajos de energía turbulenta agudizan los perfiles demasiado y predicen velocidades máximas excesivamente elevadas. De ahí la importancia de seleccionar un modelo de turbulencia apropiado (Bermúdez, 2013).

El cálculo de la potencia disipada P ($watts/m^3$) se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$P = \rho g Q \Delta H / V \quad (2)$$

Donde ρ : densidad del agua (1000 kg/m^3), g : aceleración de la gravedad (m/s^2), Q : caudal de paso (m^3/s), ΔH : desnivel entre dos estanques consecutivos (m): V : volumen de agua en el estanque (m^3). El valor de V se obtiene multiplicando la anchura, altura y profundidad media de cada artesa de la escala.

Como referencia, se sugieren (Larinier et al, 2002) los siguientes valores de potencia disipada:

$P < 200 \text{ W/m}^3$. Especies con excelentes condiciones natatorias (Salmónidos)

$P < 175 \text{ W/m}^3$. Especies con buenas condiciones natatorias (Ciprínidos)

$P = 100 - 125 \text{ W/m}^3$. Resto de especies (Ciprínidos con menor capacidad nataoria)

En el ejemplo objeto del presente trabajo, al disponer de evidencias de la buena capacidad natatoria de la especie objetivo (sábalo), pero no existir estudios específicos de potencias admisibles para la especie, se optó por la adopción de un valor conservador de 150 Watts/m^3 .

Fatiga del Pez. Los parámetros biológicos que describen las capacidades de natación de los peces se reflejan mediante curvas que relacionan la autonomía (D), distancia que un individuo puede recorrer (según especie, talla y temperatura) con la longitud (L) y la velocidad de natación del pez (V).

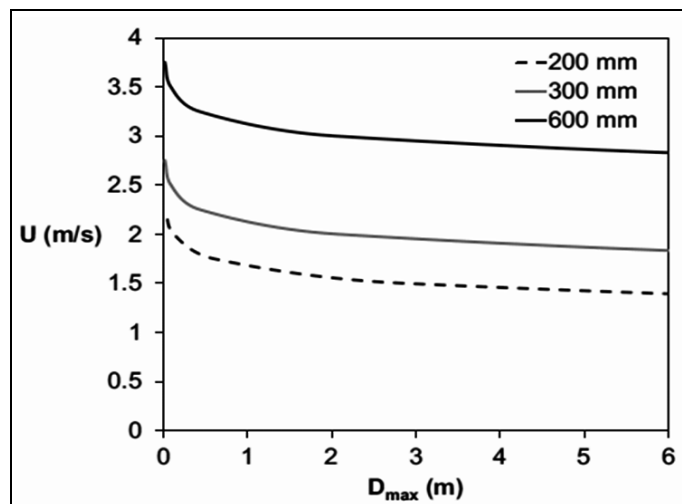


Figura 4.- Curvas velocidad-autonomía (Elvira 2008)

Tirante mínimo. Los peces requieren de la existencia de unos tirantes mínimos que les permitan alcanzar su potencial de natación. Estudios del Departamento Forestal de Oregón (Oregon Department of Forestry, 2000) destacan la importancia de la posibilidad de inmersión total durante el remonte de una escala para peces, y sus principales efectos positivos:

- La inmersión total elimina el riesgo de falta de oxígeno.
- Permite al pez desarrollar su empuje máximo al poder utilizar toda su musculatura
- Reduce el riesgo de lesiones corporales debido al contacto con el fondo.

Para el cálculo de valores mínimos de calado se propone el uso de una formulación establecida en función del tamaño del pez y del desnivel entre estanques (Teijeiro et al. 2006):

$$h_{\text{mínimo}} = L + \frac{\Delta H}{2} \quad (3)$$

Donde cada uno de los términos de la ecuación representan: $h_{\text{mín}}$: Tirante mínimo, L: Longitud del cuerpo del pez, H: Desnivel de paso

Teijeiro et al. (2006) evaluaron varios diseños y concluyeron que 0,40 m constituye un tirante mínimo aceptable. Bajo las condiciones del presente trabajo, y en aplicación de la expresión anterior, se obtuvo un valor de 0,375 m, adoptando un valor final de 0,40 m.

Las variables correspondientes a las etapas de “Caracterización hidráulica de la escala” y “Dimensionamiento y verificaciones de diseño” se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Variables correspondientes a las Etapas 3 y 4

CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA	DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE DISEÑO
Profundidad del Agua	Restricciones Ecohidráulicas
Veloc. Máx. en Hendidura	Diseño Geométrico
Patrón de Flujo	Velocidad Punta
Caudal en Hendidura	Curva de fatiga
Potencia disipada	Potencia Disipada
Relación Caudal - Tirante	Tirante mínimo

Para el dimensionamiento de la escala de peces se ha empleado el software “Vertical Slot Fishway Design” desarrollado por la Universidad de la Coruña y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas de España CEDEX. La aplicación, está basada en resultados de experimentos realizados (Rajaratnam 1986, Clay 1995, Larinier 1998, Wu 1999, Teijeiro 2001, Puertas 2004, Tarrade 2007, Pena 2009, Bermúdez 2013) con modelos físicos, numéricos y experiencias biológicas. La herramienta facilita el cálculo iterativo requerido por las variables correspondientes a las restricciones geométricas y condicionantes hidráulicos y biológicos que caracterizan el funcionamiento de una escala.

Tabla 2.- Variables correspondientes a las Etapas 3 y 4

INFORMACIÓN DE ENTRADA	VARIABLES A AJUSTAR	RESULTADOS OBTENIDOS
Altura total del obstáculo	Pendiente de la escala (S)	Geometría de los ralentizadores (b, d, D) Longitud de desarrollo de la escala Número de estanques Niveles máximo y mínimo Rango de caudales de funcionamiento Velocidad media y máxima en escotadura
Capacidad natatoria	Longitud de estanque (L)	
La talla del pez	Anchura de estanque (B)	
El tipo de diseño	Ancho de hendidura (b)	

RESULTADOS

Una vez introducidas las especies objetivo y su talla, se comprueban las restricciones de velocidad y de turbulencia.

Los resultados obtenidos, permiten tanto la definición como la validación de la idoneidad de las variables geométricas de la escala. Estas últimas resultaron ser:

$$S = 0.055$$

$$L = 5.5 \text{ m}$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$b = 0.55$$

En la figura siguiente se indican las variables consideradas en el diseño.

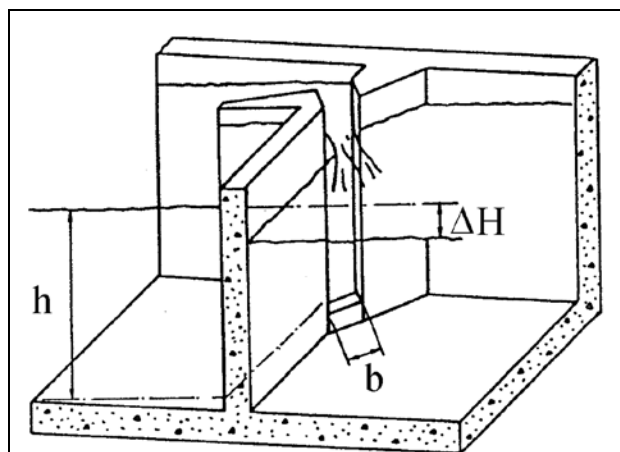


Figura 5.- Variables Dimensionamiento de la escotadura en una artesa tipo (Azagra 1999)

A partir de las dimensiones geométricas de la escala, se procedió a la verificación de las condiciones hidrobiológicas (Tabla 3).

Tabla 3.- Verificación de restricciones hidrobiológicas de la escala

RESTRICCIÓN	CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA	CARACTERIZACIÓN BIOLÓGICA	VALOR	VERIFICACIÓN
I	Velocidad máxima en la trayectoria (V_{max})	Velocidad punta de la especie y talla objetivo	1,90 m/s	CUMPLE
II	Velocidad sostenida la trayectoria (V_{eq})	Curva de fatiga de la especie y talla objetivo	1,14 m/s	CUMPLE
III	Potencia disipada por unidad de volumen (P)	Recomendaciones de potencia disipada	150 W/m ³	CUMPLE
IV	Tirante en los estanques (h_c)	Recomendaciones de calado mínimo	0,40 m	CUMPLE

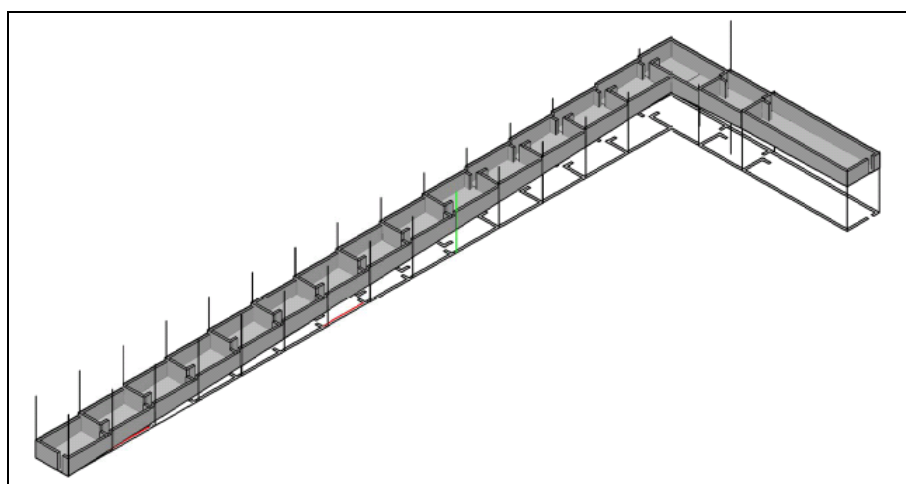


Figura 6.- Representación 3D de la escala de peces diseñada

El diseño apropiado de una escala de peces de hendidura vertical depende de la interacción entre variables hidráulicas y biológicas, dado que las propiedades hidrodinámicas de la escala deben ajustarse a los requisitos de las especies objetivo. En la Fig. 6 se presenta el esquema final del diseño resultante, para el caso de estudio.

CONCLUSIONES

Como resultado de la experiencia desarrollada, se destacan las siguientes conclusiones:

El trabajo identifica un total de 4 etapas y 19 variables, requeridas para el diseño de una escala de peces de hendidura vertical y plantea el desarrollo de un procedimiento de cálculo “paso a paso”, basado en análisis eco-hidráulicos, en el que se contemplan tanto los aspectos de funcionamiento hidráulico de la escala, como las condiciones biológicas de la especie.

Una vez definidos los requerimientos de diseño de la escala, se ha demostrado que resulta de interés el empleo de la herramienta “Vertical Slot Fishway Design” del Cedex y Universidad de la Coruña, ya que facilita el diseño de la escala garantizando el cumplimiento de las restricciones impuestas al diseño de la escala.

Existen falencias de conocimiento, a nivel regional, en cuanto a la caracterización hidrobiológica de las especies piscícolas de la región (capacidades de salto, velocidad de sprint y velocidad sostenida, potencia disipada admisible, tiempo de fatiga, etc.), lo que obliga en ocasiones a acudir a referencias bibliográficas de carácter global. El conocimiento de la capacidad natatoria de las especies de ictiofauna más representativas del NOA podría ser una futura línea de investigación de interés.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aramburu Godínez, E; Lara Domínguez, A; Morcillo Alonso, F (2016). “Escala de Peces de Hendidura Vertical”. CEDEX, Monografía 131. Ministerio de Fomento, Madrid, España.

Bermúdez (2013) “Evaluación hidráulica y biológica de diseños de escalas de peces de hendidura vertical para especies de baja capacidad natatoria” Universidad de la Coruña, España.

Elvira, B., G.G. Nicola & A. Almodóvar (1998). “Sistemas de paso para peces en presas”. CEDEX, Ministerio de Fomento, Madrid, España.

F.A.O. (1985) “Estructuras para Asistir a Peces No Salmónidos en sus Migraciones en América Latina”. Documento Técnico nº 5 COPESCAL.

García Díaz, Ricardo. (2016). “Escala y pasos de Peces”. Ministerio de Agricultura, pesca, Alimentación y Medio Ambiente. España.

Larinier, M., Travade, F., Porcher. (2002) Fishways: biological basis, design criteria and monitoring. Bull. Fr. Peche Piscic., 364 suppl., 208p. ISBN 92-5-104665-4. [English translation of: Bulletin Francais de la Peche et de la Pisciculture. Gestion des Ressources Aquatiques 1992. Edited by Le Conseil Superieur de la Peche. No. 326-327. 206 pages. (French)].

Martínez de Azagra (1999). “Apuntes de Escalas para Peces”. Publicación ETSIIAA Universidad de Valladolid, España.

Puertas, J.; Pena, L. ; Teijeiro T. (2004). “An experimental approach to the hydraulics of vertical slot fishways”. Journal Hydraulic Engineering, ASCE.

Pena Mosquera (2009) “Aplicación informática para el diseño de escalas de peces de hendidura vertical”. Jornadas de Ingeniería del Agua, España.

DISEÑO DE MICROTURBINAS KAPLAN Y TURGO PARA SISTEMAS DE MICROGENERACIÓN. DESAFÍOS Y ADAPTACIONES.

Teresa Reyna, Santiago Reyna, María Lábaque, César Riha, Belén Irazusta, Agustín Fragueiro

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Vélez Sarsfield 1611 Ciudad Universitaria X5016CGA; Argentina
teresamaria.reyna@gmail.com. mlabaque@gmail.com. santiagoreyna@gmail.com

RESUMEN

Los sistemas mini-hidráulicos pueden utilizarse en todos los casos donde esté disponible un curso de agua, aunque sea pequeño, con un salto incluso de pocos metros. La introducción de mini-sistemas de utilización hidroeléctrica de las aguas tiene un impacto reducido ya que no se modifica el uso mayoritario del curso de agua, que puede ser vital para el suministro de zonas aisladas. Mini-hidráulica es el término con el que se denomina a las centrales hidroeléctricas de potencia inferior a 10 MW. Las mini-centrales hidráulicas son instalaciones sencillas, respetuosas del entorno y útiles para aplicaciones cercanas a la instalación. Requieren de pocos componentes: grupo turbina – generador –y un sistema regulador. Para acelerar la aplicación de sistemas alternativos en las zonas rurales, y hacer de esta una práctica habitual, se necesita desarrollar equipos adecuados a las condiciones de la zona, adaptándolos para su producción progresiva en las industrias locales. Existe una demanda insatisfecha de equipos confiables que puedan suministrar pequeñas cantidades de energía a bajo costo. En este contexto, se han desarrollado en la Universidad Nacional de Córdoba tres proyectos destinados a diseñar micro turbinas con el objetivo de establecer la factibilidad de construcción y desarrollo con tecnología local. El objetivo está puesto en seguir estudiando otras máquinas aplicables en el país. El desarrollo de los proyectos de microturbinas y su construcción local generó un impulso importante en la temática del uso de energías renovables a nivel local y ha fomentado el desarrollo de grupos de investigación vinculados para mejorar el desarrollo tecnológico de ésta área de generación energética.

ABSTRACT

The mini-hydraulic systems can be used in all cases where a watercourse is available, even if small, with a fall of even a few meters. The introduction of hydroelectric mini-systems has a reduced impact since the majority use of the watercourse, which may be vital for the provision of isolated areas, is not modified. Mini-hydraulics is the term that is used for hydroelectric power plants of less than 10 MW. Hydroelectric mini-plants are simple, environmentally friendly and useful for near-installation applications. They require a few components: turbine group - generator - and a regulatory system. In order to accelerate the implementation of alternative systems in rural areas, and to make this a standard practice, it is necessary to develop equipment adapted to the conditions of the area; and adapt them for their progressive production in local industries. There is an unmet demand for reliable equipment that can supply small amounts of energy at low cost. In this context, three projects with the aim of to designing micro turbines have been developed at the National University of Córdoba with the objective of establishing the feasibility of construction and development with local technology. The objective is to continue studying other machines applicable in the country. The development of microturbine projects and their local construction generated a significant boost in the use of local renewable energies and has encouraged the development of related research groups to improve the technological development of this area of energy

generation.

INTRODUCCIÓN

El cambio climático y la energía son dos caras de la misma moneda: buena parte de las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) proviene del sector energético en sus diversas formas (incluyendo transporte). Es por ello que la solución al problema pasa por un cambio fundamental en el sistema energético, que en gran medida solo será posible con una mayor participación de las renovables en el mix de energías (Labandeira y otros, 2012). El desarrollo necesita de un ambiente social y físicamente equilibrado, pero las consecuencias surgidas del cambio climático no lo están haciendo posible. Así, las consecuencias del cambio climático en las economías, en la población y en los ecosistemas son indicadoras de que si se sigue sosteniendo la trayectoria actual probablemente se incrementarán las consecuencias negativas (División de Desarrollo Sostenible y Asentamientos Humanos, 2014).

El Panel Intergubernamental sobre Cambio Climático (IPCC, 2011) en su Informe especial sobre fuentes de energía renovables y mitigación del cambio climático (SRREN) analiza las estimaciones sobre la instalación de renovables en varios escenarios, considerando que en la mayoría de los 164 casos analizados habrá un aumento significativo en el despliegue de la energía renovable en los horizontes de 2030 y 2050. En este caso, más de la mitad de los escenarios asumen que las energías renovables representarán una producción de más del 17% de la energía primaria total en 2030, incrementándose a más del 27% en 2050. De hecho, los escenarios más optimistas elevan las figuras anteriores a un 43% en 2030 y un 77% en 2050.

Para adaptarse a un aumento tan importante del papel de las renovables, especialmente en el sector eléctrico, los sistemas energéticos deberán evolucionar considerablemente. A largo plazo los esfuerzos de integración podrían incluir la inversión en infraestructuras, modificación de marcos institucionales y planificación y capacidad de previsión del crecimiento de estas fuentes de energía. El desarrollo de los vehículos eléctricos, el aumento de la refrigeración y calefacción eléctrica, la flexibilidad en la demanda (contadores inteligentes), el almacenamiento de la energía, entre otros fenómenos, pueden asociarse a esta tendencia (Labandeira y otros, 2012).

LA ENERGÍA ELÉCTRICA Y EL CAMBIO CLIMÁTICO

El cambio climático presenta desafíos cada vez mayores para la producción y transmisión de energía. El aumento progresivo de la temperatura, el creciente número y severidad de los fenómenos meteorológicos extremos y el cambio de los patrones de precipitación afectarán la producción y el suministro de energía.

El suministro de combustibles fósiles, y la generación y transmisión de energía térmica e hidroeléctrica, también se verán afectados. Sin embargo, existen opciones de adaptación.

Se pueden lograr recortes significativos en las emisiones de GEI mediante diversas medidas desde el sector energético. Éstas incluyen la reducción de las emisiones provenientes de la extracción y conversión de combustibles fósiles, el cambio a combustibles con menos carbono (por ejemplo, del carbón al gas), mejorar la eficiencia energética en la transmisión y la distribución, el uso creciente de energías renovables y de la generación de energía nuclear, la introducción de la captura y almacenamiento de carbono (Carbon Capture and Storage, CCS), y la reducción de la demanda final de energía. Existe una concientización cada vez mayor sobre los efectos medioambientales que conlleva el actual sistema de desarrollo económico, como son el cambio climático, la lluvia ácida o el agujero de la capa de ozono.

Las sociedades modernas, que sustentan su crecimiento en un sistema energético basado

principalmente en la obtención de energía a través de combustibles fósiles, se inclinan cada vez más hacia la adopción de medidas que protejan nuestro planeta. Así lo reflejan las actuales políticas nacionales y los acuerdos y tratados internacionales que incluyen como objetivo prioritario un desarrollo sostenible que no comprometa los recursos naturales de las futuras generaciones (CISL, 2017).

La promoción de las tecnologías de energías renovables ofrece una doble ventaja: diversificación energética y la esperanza de desarrollo para muchas comunidades pobres y aisladas que no están conectadas a las grillas de transporte y distribución eléctrica. El suministro de energía a las comunidades aisladas se concibe como soporte a las actividades productivas, domésticas y comerciales de éstas. En consecuencia, es considerado como un componente estratégico dentro de un marco de trabajo para el desarrollo (Reyna, y otros, 2012).

No es común el desarrollo experimental a pequeña escala de microhidráulicas ya que la micro-generación hidroeléctrica se considera una actividad no rentable. Como resultado se obtienen eficiencias menores relativas a las obtenidas en comparación con las centrales de mayor tamaño. Las alternativas de generación descentralizadas y de pequeñas potencias aún no son utilizadas en forma significativa para atender estas demandas.

En Córdoba, hace ya unos años, la potencia disponible en el mercado eléctrico es menor a la demanda eléctrica pico. A su vez, la población rural es el 11,3 % de la población de la Provincia y el 6% se encuentra en zonas aisladas. El 30% de la población rural se considera que no se encuentra conectado al sistema de distribución eléctrica. Es por ello que, en particular, resultan de interés el desarrollo y estudio de ciertas energías en principio con potencial alto en la provincia: la mini y micro hidroelectricidad, la energía eólica, la energía solar, la energía de la biomasa y el hidrógeno como vector energético, asociado inherentemente al uso de estas energías como común denominador.

El desarrollo de las energías renovables es la consecuencia previsible de una mirada al tema energético desde la perspectiva de la sustentabilidad. Dentro de este paradigma, los investigadores y los responsables de energía y medioambiente tienen un papel fundamental generando su difusión y acercando la tecnología a la población. La promoción de tecnologías de energías renovables ofrece doble ventaja: diversificación energética y la esperanza de desarrollo para comunidades pobres y aisladas que no están conectadas a las grillas de transporte y distribución eléctrica. El suministro de energía a las comunidades aisladas se concibe como soporte a las actividades productivas, domésticas y comerciales y es considerado como un componente estratégico dentro de un marco de trabajo para el desarrollo.

Expandir el uso de energía renovable en el mix de la electricidad podría conllevar a un incremento en los desafíos asociados con la integración de instalaciones de generación de energía dentro de la red. Existen opciones técnicas para cumplir estos retos, pero podrían necesitar de un apoyo político adicional y ello implicar costos más altos (CISL, 2017).

TURBOMÁQUINAS HIDRÁULICAS

El análisis teórico de las turbomáquinas se realiza suponiendo despreciable el efecto de la pérdida de carga por fricción y considerando un fluido incompresible.

Para una turbomáquina, si se descompone la velocidad del fluido de manera que la velocidad u_1 es la velocidad absoluta del álabe a la entrada o a la salida, c_i , la absoluta del fluido, w_i , la velocidad relativa del fluido con respecto al álabe, c_{im} , la componente meridional de la velocidad absoluta del fluido, c_{iu} , la componente periférica de la velocidad absoluta del fluido, α_i , el ángulo que forman las dos velocidades c_i y u_i y β_i el ángulo que forma w_i con

$-u_i$. Estas tres velocidades c_1 , u_1 y w_1 están relacionadas según la mecánica del movimiento relativo según la ecuación 1:

$$\overline{w_1} = \overline{c_1} - \overline{u_1} \quad (1)$$

Dada la Segunda forma de la ecuación de Euler (ec. 2)

$$H_u = \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g} + \frac{w_2^2 - w_1^2}{2g} + \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g} \quad (2)$$

La altura dinámica que da el fluido al rodete es el tercer término de la ecuación anterior, es decir:

$$\pm \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g} \quad (3)$$

mientras que

$$\frac{u_1^2 - u_2^2}{2g} + \frac{w_2^2 - w_1^2}{2g} \quad (4)$$

es la altura de presión o estática del rodete.

El término $(u_1^2 - u_2^2)/2g$ constituye la carga estática debida a la acción centrífuga o reacción inercial del fluido producido por la aceleración normal creada con el arrastre del fluido por los álabes en su rotación alrededor del eje de la máquina (Polo Encinas, 1976).

El grado de reacción de una turbina se refiere al modo como trabaja el rodete y es la relación entre la energía de presión H_p y la energía total H_u , definido según la ecuación

$$GR = \frac{H_p}{H_u} = \frac{\text{altura de presión absorbida por el rodete}}{\text{altura total absorbida por el rodete}} \quad (5)$$

Si el grado de reacción es 0, es decir $H_p = 0$, la máquina se llama de acción o de impulso. Si $GR > 0$, la turbina es de reacción al tener una componente de presión en su energía.

Así, según la clasificación dadas cada una de las turbinas, las turbinas Pelton, Turgo y las de flujo cruzado tendrán un $GR = 0$, mientras que las turbinas Francis y Kaplan tendrán un $GR > 0$.

En cualquier punto de la trayectoria de una partícula se pueden dibujar los ejes r , según el radio, u , según la tangente y a , según el eje de la máquina:

En la máquina radial, la velocidad axial es nula en todos los puntos del rodete. (Rara vez encontradas entre las turbinas hidráulicas)

En la máquina axial, la velocidad radial es nula en todos los puntos, así: $u_1 = u_2$

En la máquina radioaxial, la velocidad tiene las tres componentes (Francis)

En las turbinas Pelton, el flujo es meramente tangencial

Según las características estimadas de salto y caudal y de la potencia que se necesite, es posible, identificar la tipología de la turbina y el tamaño más adecuado (Tabla 1).

Tabla 1 Clasificación de las centrales hidroeléctricas según su potencia.

Región	Institución	Micro Central	Mini Central	Pequeña Central
Mundial	ONUDI ¹	< 100 kW	101-2000 kW	2000-10000 kW
Latinoamérica	OLADE ²	< 50 kW	51-500 kW	500-5000 kW

1 Organización de las Naciones Unidas para el Desarrollo Industrial. 2 Organización Latinoamericana de Energía.

En el caso de micro-sistemas existen modelos que se aplican a las condiciones del lugar o a las posibilidades que existan para su instalación. Las diferencias entre las máquinas vienen vinculadas al mejor aprovechamiento que se le puede dar al potencial energético del agua para generar energía eléctrica. Cada tipo de turbina solo puede trabajar con caudales comprendidos entre el nominal (para el que el rendimiento es máximo) y el mínimo técnico por debajo del cual no es estable (Mataix, 2009).

La elección de un tipo de turbinas dependerá de las características estimadas de salto y caudal de la zona de emplazamiento y de la potencia que se necesite. En la Figura 1 se muestra un diagrama que presenta las regiones recomendables para los diferentes tipos de turbinas hidráulicas en función de estas características físicas de los cursos de agua.

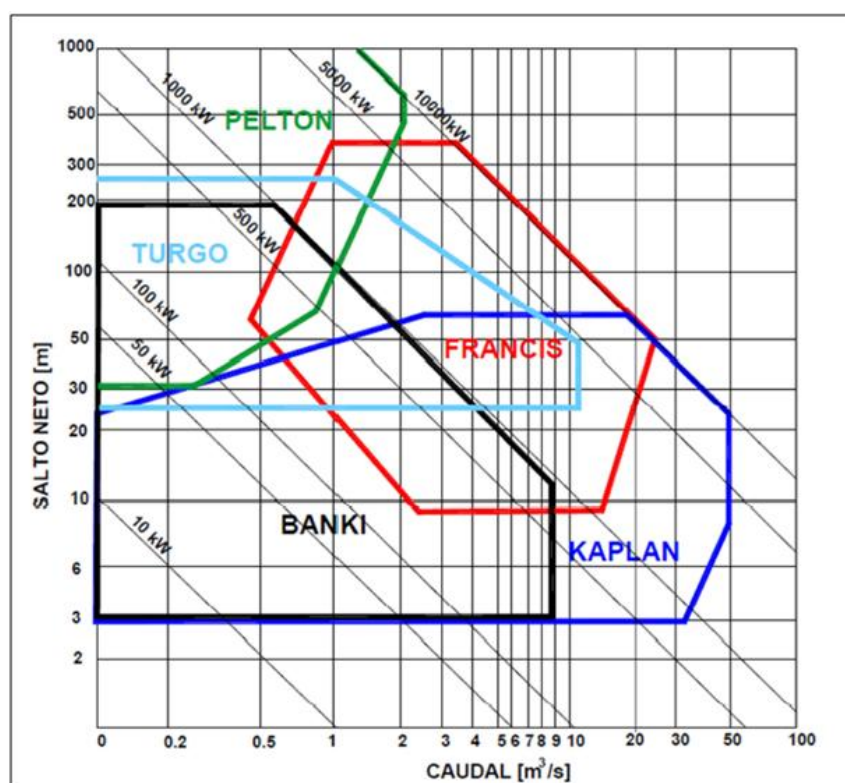


Figura 1: Rango de aplicación de distintos tipos de turbinas (Fernández Mosconi *et al.*, 2003)

METODOLOGIA

Para acelerar la aplicación de sistemas alternativos en las zonas rurales, y hacer de esta una práctica habitual, se necesita desarrollar equipos adecuados, adaptarlos para su producción progresiva en las industrias locales, y establecer un sistema de financiación en colaboración con los bancos locales para asistir a los usuarios y propietarios potenciales. Existe una demanda insatisfecha de equipos robustos y confiables que puedan suministrar pequeñas cantidades de energía a bajo costo (Reyna *et al.*, 2016).

Durante el año 2010-2012 se trabajó en el desarrollo de una turbina Michael Banki, la cual se

diseño y se construyó completamente en talleres de Córdoba en escala 1:1. Esta máquina se encuentra actualmente instalada en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, y ha propiciado el interés de numerosos profesionales y alumnos que por primera vez tienen contacto con una micro turbina. El desarrollo del proyecto de la turbina Michael Banki ha generado un impulso importante en la temática del uso de energías renovables en nuestra Ciudad y ha fomentado el desarrollo de grupos de investigación local vinculadas para mejorar el desarrollo tecnológico de ésta área de generación energética.

Durante el período 2014-2015 se trabajó en un segundo proyecto que también contó con financiamiento de la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional de Córdoba (SECYT), donde se desarrolló la ingeniería de una turbina Kaplan desarrollándose la ingeniería de la máquina. De los proyectos y desarrollos realizados se puede obtener información práctica de su simplicidad, funcionamiento y mantenimiento; permitiendo incorporar las energías renovables dentro de las posibilidades para la solución de problemas de este tipo. De manera particular, actualmente se cuenta con egresados del área grado y posgrado que trabajaron durante el desarrollo de ambos proyectos y ahora se incorporan al mercado laboral con información y familiaridad con el tipo de máquinas desarrolladas.

Pero el desarrollo de dos tipos de microturbinas a nivel local sigue limitando su uso a casos específicos. El desarrollo de diferentes máquinas permite ampliar el espectro de oportunidades de aplicación para lo cual es necesario incorporar otros tipos de máquinas. Como siguiente paso hacia la difusión de estas turbinas se desarrolló una turbina tipo Turgo que permite trabajar en cauces que poseen saltos intermedios pero con bajos caudales, para así poder ofrecer al mercado local una nueva alternativa a las diferentes condiciones de cada localización.

Dentro de este marco, además, se está avanzando en la transferencia de tecnología en el área de las energías renovables. Actualmente se está trabajando con el colegio secundario Instituto Técnico Cristo Obrero de Carlos Paz en la construcción de la turbina Kaplan de manera de incorporar el tema en el nivel educativo medio. Además se ha firmado un acta acuerdo entre la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de colaboración con dicho colegio para continuar trabajando en forma conjunta.

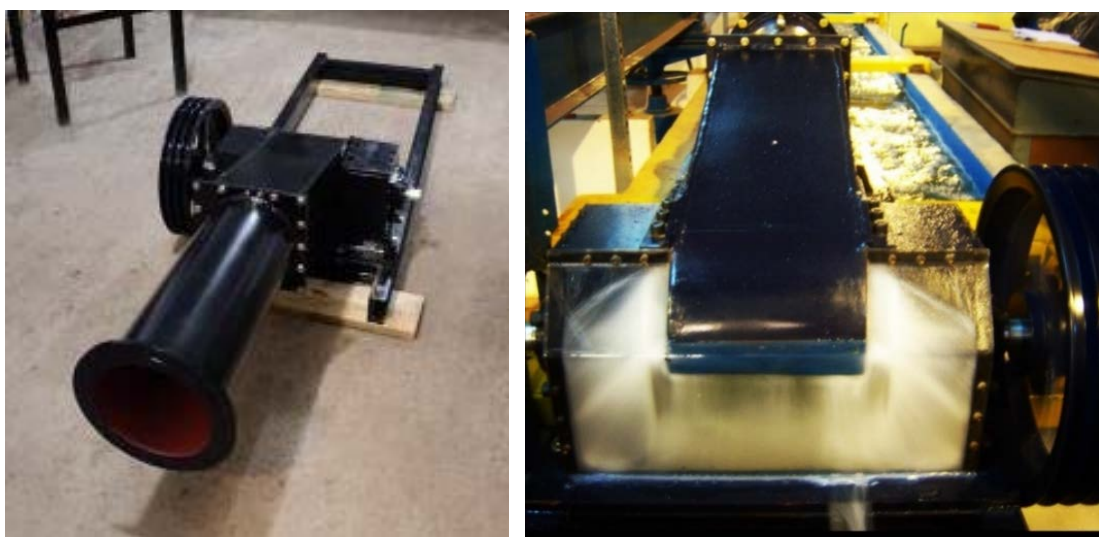


Figura 2: Turbina Michel Banki construida en el año 2012.



Figura 3: Imágenes del maquinado de la Turbina Kaplan en el Colegio Cristo Obrero, 2017

MICRO TURBINA AXIAL

La micro turbina Kaplan es una máquina clasificada como una turbina de reacción, de entrada y flujo axial. Es utilizada principalmente para pequeños aprovechamientos hidroeléctricos y también tiene la ventaja de ser su diseño sencillo, lo que la hace atractiva para un aprovechamiento a pequeña escala. Este tipo de micro turbinas pueden instalarse sobre los pequeños azudes niveladores de zonas rurales.

El rodete está compuesto por unas pocas palas, que le confieren forma de hélice de barco; cuando estas sean fijas, se llama turbina hélice, mientras que si son orientables se denominan turbinas Kaplan; en ambos casos las turbinas funcionan con un único sentido de giro de rotación; son pues turbinas irreversibles.

Sus características principales son:

- Dimensiones reducidas.
- Velocidades relativamente altas.
- Rendimiento elevado con carga variable.
- Notable capacidad para sobrecargas

La máquina que se desarrolló busca producir como mínimo un megavatio. El caudal considerado es de $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ y una altura neta de 5 m. Con estos valores, considerando un rendimiento de aproximadamente 60%, obtenemos una potencia útil aproximada de 3 kW.

En estas máquinas el perfil de los alabes tiene características hidrodinámicas con poca curvatura, que facilita su rendimiento y aumenta la velocidad del fluido (agua), estas características hacen que estas turbinas se construyan de diámetros de rodete bastante pequeños.

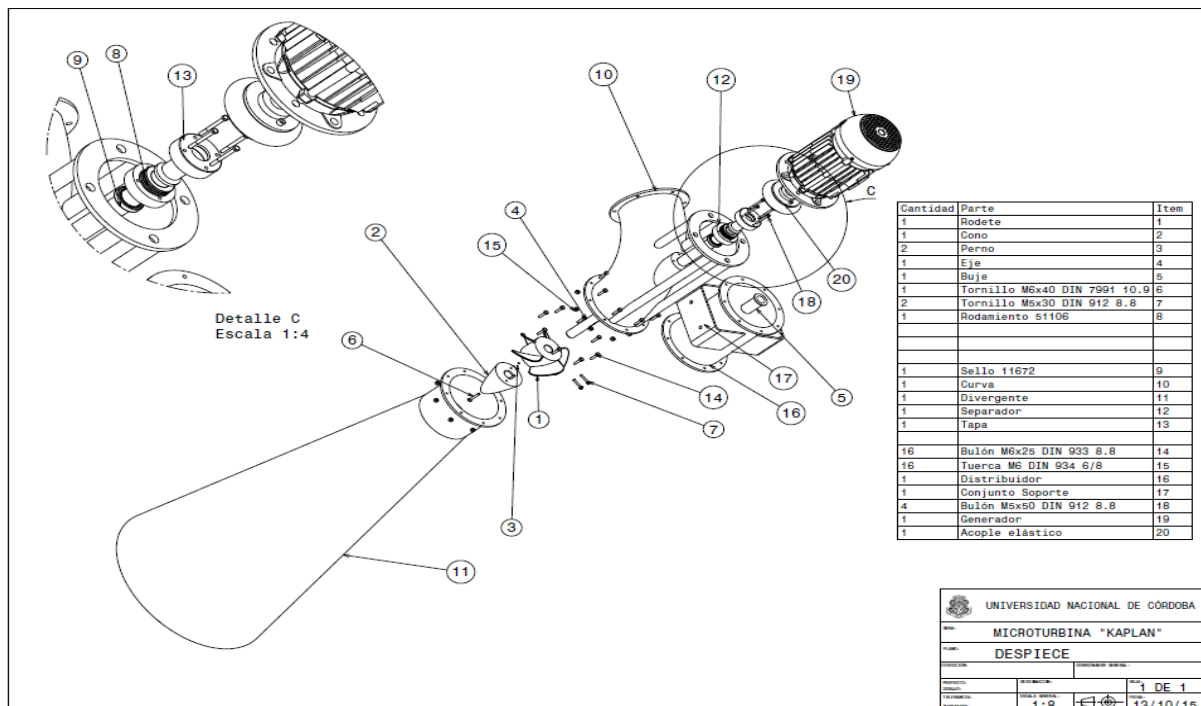


Figura 3: Plano del despiece de la turbina axial

TURBINA TURGO

Es una turbomáquina motora de acción, a chorro libre, de flujo radial. Tiene varias ventajas sobre la turbina Francis y la Pelton en determinadas aplicaciones. El rodete es más barato de fabricar que el de una Pelton, no necesita una carcasa hermética como la Francis, dispone de una velocidad específica más elevada y puede manejar un mayor flujo para el mismo diámetro que una turbina Pelton.

El distribuidor de la turbina Turgo consiste básicamente en un inyector del tipo que proyecta un chorro de agua inclinado respecto al eje del Rodete, en un ángulo de 15° a 22.5° .

El rodete se asemeja a un medio rodete Pelton, como si a este se le dividiera mediante un plano que pasa por las aristas de las cucharas y sea perpendicular al eje

CÁLCULO DE LA TURBINA TURGO

A continuación, se describen los principales elementos que componen la Micro Turbina proyectada y los pasos a seguir para un correcto dimensionado son:

- Cálculo de la Potencia utilizable.
- Ecuación de Euler y Triángulo de Velocidades.
- Proyecto del Inyector.
- Álabes del Rodete.
- Proyecto del Rodete de la Turbina Turgo

Para el cálculo de la potencia, se consideró el rendimiento de los aprovechamientos hidroeléctricos en esta escala del 60%. En el caso de estudio, la misma fue de 1,53 kW por lo que se trata de una micro central.

Debido a las características particulares de la Turbina Turgo, en el diseño hidráulico de la misma, se debe modificar el principio de máxima utilización de la energía (en lo referente a la relación de velocidades). Esto se debe a que el agua no ingresa en forma totalmente paralela al plano longitudinal que contiene al eje como ocurre en una turbina Pelton. Esta modificación traerá aparejada una variación en los ángulos de entrada del fluido, considerados óptimos.

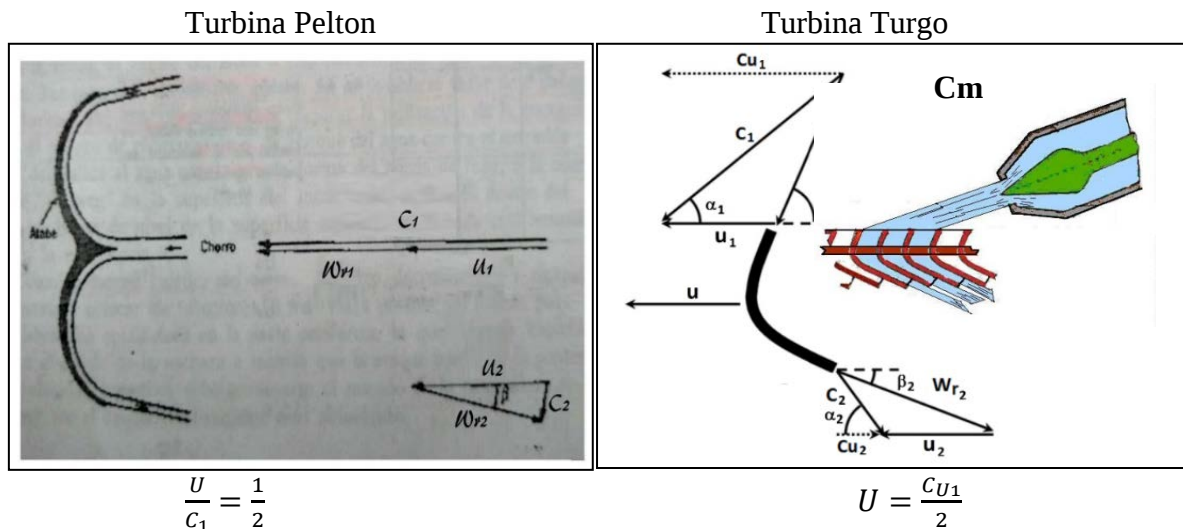


Figura 3: a) Diagrama de velocidades de una turbina Pelton (PoloEncinas, 1976). B) Diagrama de velocidades de una turbina Turgo.

La velocidad absoluta de entrada del agua en el inyector para una máquina de acción está dada por:

$$C_1 = K_C * \sqrt{2 * g * H} \quad (6)$$

Donde K_C es el coeficiente de velocidad a la salida del inyector debido a pérdidas en el mismo, oscila entre 0,97 y 0,99 (se adopta 0,976).

Analizando los triángulos de velocidades, aplicando el principio de máxima utilización y el teorema del coseno se puede despejar el valor del ángulo

$$\beta_1 = \sin^{-1} \frac{\sin \alpha_1}{\sqrt{1 - \frac{3}{4} \cos^2 \alpha_1}} \quad (7)$$

De acuerdo a esta ecuación, el valor de ambos ángulos se encuentran relacionados.

Teniendo en cuenta que, en el diseño hidráulico del Rotor, el ángulo β_1 influye en la orientación de los alabes, es conveniente tratar de utilizar valores que faciliten dicha construcción. De acuerdo a esto, se adopta un ángulo α_1 de $16,102^\circ$ con lo que se obtiene un ángulo β_1 de 30° .

Inyector de la Turbina.

Los inyectores de la Turbina Turgo están formados por un codo de sección circular, el cual decrece en forma progresiva, un tramo recto de sección circular donde se monta una aguja con

cabeza en forma de bulbo y una boquilla que orienta el flujo de agua en forma tangencial al rodete.

Considerando que K_{c1} (coeficiente de velocidad de la tobera) no varía sensiblemente con el caudal, la potencia será proporcional al caudal y este a la sección de paso (A) de la tobera normal al flujo.

Las Dimensiones de la tobera están en función del diámetro del chorro, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\frac{Q}{z} = C_1 * A = k_c * \sqrt{2 * g * H} * \frac{\pi * d_o^2}{4} \quad (8)$$

$$d_o = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * z * k_c * \sqrt{2 * g * H}}} \quad (9)$$

El diámetro calculado d_o es el diámetro del chorro en la vena contracta donde la velocidad es C_1 . El diámetro d de salida de la tobera será:

$$d = 1,25 * d_o = 1,25 * 0,025 \text{ m} \quad (10)$$

El dimensionado de las cucharas es la parte más importante de la turbina. Su construcción ha de poder resistir el empuje máximo provocado por el chorro cuando la turbina está parada, y la fuerza centrífuga máxima cuando el rodete se embala.

Debido a las condiciones estructurales de la máquina se diseñó la turbina con 16 cucharas con un paso de $22,5^\circ$.

En la figura 4 se observa el plano de la turbina y los cortes

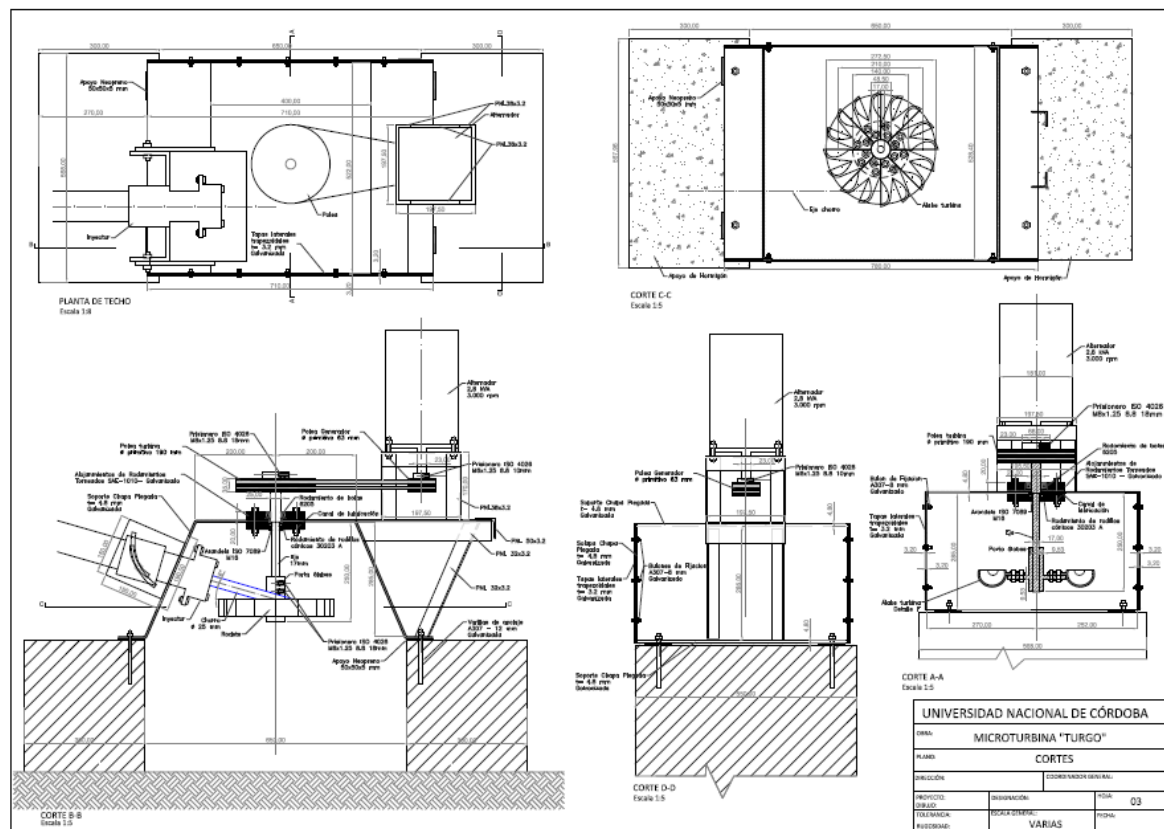


Figura 4: Plano de la turbina Turgo planta y cortes

CONCLUSIONES

El desarrollo de las energías renovables es la consecuencia previsible de una mirada al tema energético desde la perspectiva de la sustentabilidad. La promoción de tecnologías de energías renovables ofrece doble ventaja: diversificación energética y la esperanza de desarrollo para comunidades pobres y aisladas que no están conectadas a las grillas de transporte y distribución eléctrica.

La ventaja de las micro centrales hidroeléctricas distribuidas sobre el territorio no es tanto la aportación energética que puede darse a la necesidad eléctrica nacional, cuanto el valor de la utilización del recurso hídrico a nivel local, teniendo en cuenta que la energía hidroeléctrica es un tipo de energía renovable con impacto ambiental mínimo si se usa la fuerza hídrica sin represarla.

Los proyectos que enmarcaron los estudios que se presentan en este trabajo sobre micro hidrogenación buscaban aplicar tecnologías simples de energías limpias hidroeléctricas sin represamiento, de bajo costo que permitieran su construcción e instalación para aplicarlo a diversas comunidades aisladas y que fuese incorporándose en la sociedad a través del vínculo con las nuevas generaciones. El interés es desarrollar cada una de las máquinas para ver la complejidad de cada una y realizar la construcción y posteriormente la instalación para permitir el abastecimiento descentralizado de electricidad que permitiera replicarlo en otras comunidades que por sus características no pueden o resulta muy onerosa la vinculación al sistema interconectado nacional y cuya difusión pueda apoyarse tanto desde el sector privado como público.

El vínculo desarrollado con una escuela técnica secundaria permite que los profesionales e investigadores puedan transmitir sus conocimientos a la sociedad y generar desarrollos tecnológicos a niveles locales. Además, muestra que el desafío planteado es un camino que merece ser transitado y que la pasión que muestran los estudiantes debe ser un estímulo para continuar.

El proyecto desarrollado buscó aplicar tecnologías simples de energías limpias hidroeléctricas sin represamiento, de bajo costo que permitieran su construcción e instalación para aplicarlo a comunidades aisladas.

Como resultado del estudio se desarrollaron dos tipos de turbina: una turbina Kaplan y una Turgo. El desarrollo del proyecto de la turbina Kaplan fue completo, llegando a la actual construcción de la misma en el Colegio Cristo Obrero y, por otra parte, el diseño de una turbina Turgo la cual está completa a nivel de proyecto esperando para poder mecanizarla cuando el colegio termine con la anterior.

El interés de estos proyectos busca colaborar con las políticas que eviten la emigración de las zonas aisladas, dado que Córdoba como otras provincias sufre actualmente de inmigración interna desde las zonas rurales a las zonas urbanas. Una de las razones de la misma es la falta de acceso al sistema eléctrico lo que no les permite el acceso a tecnologías, comunicación y educación que existe en las ciudades.

***Agradecimientos.** A la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional de Córdoba (SECYT) por apoyar el desarrollo de estos proyectos. Al director del colegio secundario Instituto Técnico Cristo Obrero de Carlos Paz por apoyar el desafío de construir máquinas hidráulicas en su colegio y permitir acercar las energías renovables a los niveles de enseñanza media.*

LISTA DE SÍMBOLOS

u_1	velocidad absoluta del álabe a la entrada o a la salida
c_i	velocidad absoluta del fluido
w_i	velocidad relativa del fluido con respecto al álabe
c_{im}	componente meridional de la velocidad absoluta del fluido
c_{iu}	componente periférica de la velocidad absoluta del fluido
α_i	ángulo que forman las dos velocidades c_i y u_i
β_i	ángulo que forma w_i con $-u_i$.
Kc	coeficiente de velocidad a la salida del inyector
d	diámetro de salida de la tobera
d_0	diámetro del chorro en la vena contracta

Referencias Bibliográficas

Cambridge Institute for Sustainability Leadership (CISL) (2017) Cambio Climático: Implicaciones para el Sector Energético. Hallazgos Claves del Quinto Informe de Evaluación (AR5) del Grupo Intergubernamental de Expertos. www.cisl.cam.ac.uk/ipcc

Fernández Mosconi, J., Audisio, O. & Marchegiani A. (2003). *Pequeñas Centrales Hidráulicas. Apuntes de clase*. Universidad Nacional del Comahue. Facultad de Ingeniería. Neuquén, Argentina.

IPCC-Intergovernmental Panel on Climate Change (2011). *Special Report on Renewable Energy Sources and Climate Change Mitigation*. ISBN 978-92-9169-131-9. Sitio web: <http://www.ipcc.ch/report/srren/>

Labandeira, X., Linares, P. & Würzburg, K. (2012). *Energías Renovables y Cambio Climático – Economics for Energy*. WP 06/2012. file:///C:/Users/Carlos/Downloads/WP06-2012.pdf. Consultado Noviembre de 2016.

Mataix, C. (2009). *Turbomáquinas Hidráulicas. Turbinas hidráulicas, bombas, ventiladores*. Universidad Pontificia Comillas. 1ª ed., 1ª. 1720 páginas; 24x17 cm. ISBN: 8484682528 ISBN-13: 9788484682523

Polo Encinas, M. (1976). *Turbomáquinas Hidráulicas*. México. LIMUSA.

Reyna T, Reyna, S., Lábaque M., Riha C, Groso F. (2016) Applications of Small Scale Renewable Energy. *Journal of Business and Economics, USA*. Academic Star Publishing Company. ISSN: 2155-7950.

Reyna, T., Reyna, S., Lábaque, M., Riha, C. & Giménez, E. (2012). *Aplicaciones de Usos de Energías Renovables. Microturbinas de Generación Hidroeléctrica*. XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica S.J., Costa Rica. 9 al 12 de septiembre de 2012

DESARROLLO HIDRÁULICO DE NUEVOS RODETES KAPLAN PARA YACYRETÁ

Martín Rojido, Ignacio Lucero, Fernando Graffigna y Juan Carlos Cacciavillani

IMPSPA, Rodríguez Peña 2451, 5503 Godoy Cruz, Mendoza, Argentina
Tel.: (54 261) 4131300 martin.rojido@impspa.com

Introducción

La central hidroeléctrica Yacyretá está localizada sobre el río Paraná entre Argentina y Paraguay a 80 km al oeste de las ciudades de Posadas (Argentina) y Encarnación (Paraguay). Está equipada con 20 turbinas tipo Kaplan verticales, cada una con una potencia nominal de 154MW y un salto neto de 21.3 m.c.a. La central es propiedad y es operada por la Entidad Binacional Yacyretá (EBY), entrando en servicio en 1994. Las principales características de las turbinas se resumen en la tabla 1. La figura 1 muestra una sección longitudinal de la máquina.

Tabla 1.- Datos principales de la Turbina

Tipo:	Kaplan Vertical, 5 alabes	-
Cantidad:	20	-
Potencia Nominal:	154	MW
Salto neto nominal:	21.3	m
Rango saltos netos	24.1 – 19.5	m
Rotación:	71.429	Rpm
Diámetro del rodete	9.500	mm

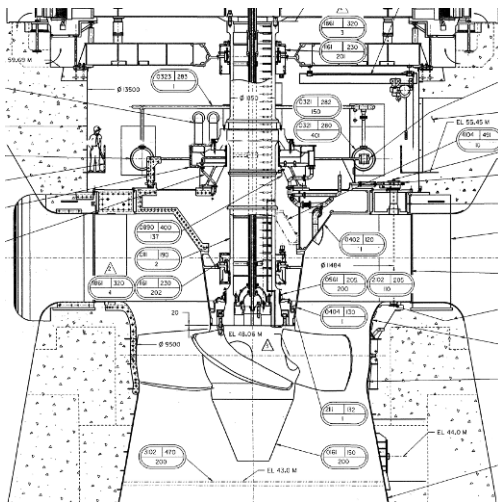


Figura 1.- sección de la turbina

En el año 2016 la EBY llamó a un Concurso de Precios para la rehabilitación de dos de las veinte turbinas invitando a participar a los fabricantes originales. La provisión abarcó los rodets Kaplan con un diseño hidráulico mejorado, resto de las partes rotantes y prácticamente todas las partes fijas no empotradas en el hormigón, incluyendo desde el diseño hidráulico hasta el montaje y ensayos de aceptación, a los fines de proveer una actualización tecnológica para operar en el rango de saltos operativos actuales, de modo de tener turbinas rehabilitadas que proporcionen un nivel elevado de confiabilidad y disponibilidad para propósitos de generación. Este proceso incluyó una rigurosa verificación y comparación de las ofertas técnicas previa a la apertura de las propuestas

económicas. Durante el mismo cada uno de los 3 oferentes debió desarrollar un nuevo rodete, fabricar un modelo a escala reducida y ensayarlo en su propio Laboratorio de Hidráulica.

La EBY presenció los ensayos en cada modelo para verificar las garantías técnicas. Diversos parámetros de las máquinas debían ser garantizados, entre ellos la eficiencia hidráulica, la potencia de salida, las fluctuaciones de presión y el comportamiento a la cavitación. Se dio especial énfasis a la determinación de las variables dinámicas asociadas con la cavitación de punta de alabe y la interacción entre el rodete y el anillo de descarga y otras partes empotradas de las unidades. Luego de la evaluación técnica y económica, IMPSPA fue adjudicada con el contrato.

El presente trabajo describe el proceso de diseño hidráulico llevado a cabo en el Centro de Investigaciones Tecnológicas de IMPSPA (CIT), que incluyó Simulación Numérica de Flujo (CFD) y Ensayos de Modelo de Turbina con el objetivo de optimizar la performance del nuevo rodete. Así mismo, consideraciones desde el punto de vista del comportamiento estructural fueron tenidas en cuenta desde etapas tempranas del desarrollo.

Instalaciones de ensayos de IMPSPA – Centro de Investigaciones Tecnológicas

El Laboratorio de Hidráulica se encuentra ubicado en un edificio de aproximadamente 1.500 m² cubiertos. Cuenta con dos bancos de ensayos universales. La Figura 2 es una vista interior y muestra la disposición de los mismos. Además, se cuenta con un anexo de 400 m² destinado a la fabricación de modelos.



Figura 2.- vista del laboratorio de IMPSPA

Los bancos de ensayo se utilizan para ensayos de rutina y de aceptación de los modelos a fin de verificar el cumplimiento de las garantías.

Los ensayos para Yacyretá se realizaron en el Banco de Baja Caída. El objetivo principal de este circuito es estudiar modelos de turbinas y bombas de velocidad específica media a alta (rangos de saltos medio a bajo). Con una salto máximo de prueba de 20 [mca] y un caudal máximo $Q = 1200$ [L/s] se pueden realizar pruebas de eficiencia y cavitación en modelos de turbinas bulbo y Kaplan, y en una amplia variedad de modelos Francis. El motor generador actualmente instalado tiene una potencia de 375 [kW].

Simulaciones CFD Pasajes

El proceso de Reemplazo en Yacyretá fue una tarea especialmente desafiante ya que solo los rodets debían ser reemplazados mientras que otros pasajes hidráulicos principales debían permanecer sin alteraciones.

Como primer paso de este proceso se estudiaron los pasajes hidráulicos mediante simulación CFD para determinar su comportamiento hidráulico y para determinar las condiciones de entrada y salida del rodete.

En el departamento de Diseño y Simulación Numérica del CIT se utiliza el paquete de programas Ansys CFX. Todas las simulaciones de flujo mostradas en este trabajo se realizaron con este software.

En el estudio de la toma de agua, la cámara semi-espiral y la cascada de predistribuidor es especialmente importante conocer el ángulo del flujo a la salida del predistribuidor.

Las paletas de distribuidor existentes en las turbinas de Yacyretá son estudiadas con el mismo fin, determinar su influencia en el flujo de entrada al rodete y además su interacción con el mismo, sobre todo para grandes aperturas del distribuidor, donde este sobresale el anillo inferior y puede generar perturbaciones en el flujo sobre el rodete.

Simulación y diseño del Rodete

En el diseño del nuevo rodete para Yacyretá se puso especial énfasis en minimizar los efectos de cavitación local sobre los alabes. Dada la fuerte interacción que existe entre ambos componentes, el tubo de aspiración se estudió junto con el rodete.

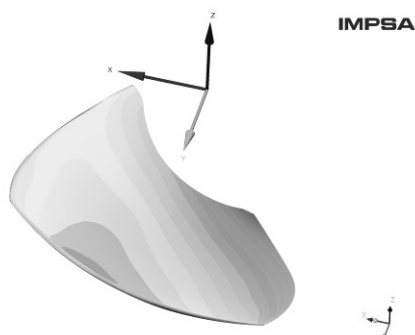


Figura 4.- campo de presión sobre un alabe de rodete

Se optimizaron los perfiles del alabe para maximizar la eficiencia, minimizar las pérdidas de energía y evitar efectos adversos por cavitación. Para esto se analizaron los campos de presión sobre el álabe, cubo y anillo de descarga así como los perfiles de velocidad a la salida del rodete.

Los campos de presión fueron enviados al departamento de Ingeniería de IMPSA para la verificación estructural de los alabes.

Ensayos

Se llevaron a cabo dos etapas de ensayos, todos conforme a la norma IEC 60193. Como primera instancia se realizan ensayos de desarrollo donde el diseño es evaluado respecto a sus características de eficiencia, potencia, cavitación y cargas hidráulicas hasta obtener un diseño que cumpla con los

requerimientos técnicos y garantías contractuales.

Como segunda etapa se realizaron los ensayos presenciados. Donde, en presencia del cliente y sus representantes técnicos, se repitieron los ensayos para verificar el cumplimiento de las garantías y para la evaluación del diseño hidráulico por parte de los mismos.

El modelo de IMPSA cumplió con todas las garantías técnicas y fue aprobado por el cliente.

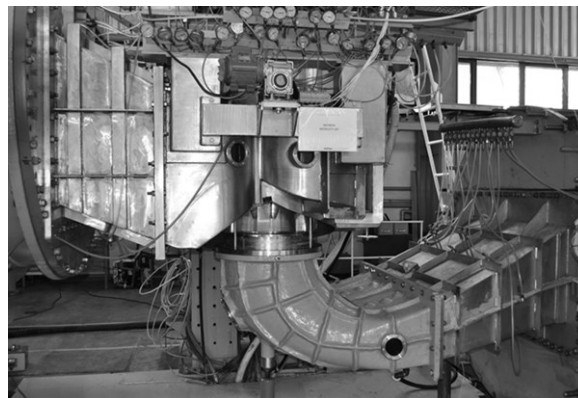


Figura 4.- Modelo Yacyretá montado en Banco de Ensayos de baja caída

Conclusiones

El diseño de los nuevos rodets para Yacyretá se realizó a través de un trabajo conjunto entre ensayos de modelo físico y simulaciones numéricas de flujo. Al término del mismo, el nuevo rodete desarrollado por IMPSA cumplió y superó las garantías técnicas siendo el mismo adecuado a las condiciones actuales de operación, maximizando la eficiencia y minimizando las pulsaciones de presión y los efectos de cavitación. Esto fue verificado por el Cliente durante los ensayos presenciados.

Actualmente este contrato se encuentra en etapa de ejecución.

POTENCIAL HIDROELECTRICO DE LA PROVINCIA DE MISIONES

Sabarots Gerbec, M., Menéndez A.N., Lecertua E.A., Kazimierski L.D. y Storto L.

Programa de Hidráulica Computacional, Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua
Au. Ezeiza – Cañuelas, tramo Jorge Newbery Km 1,620, Ezeiza, Argentina. (54-11) 4480-4500 Int: 2345
E-mail: msabger@gmail.com - Web: <http://www.ina-gob.ar/>

RESUMEN

Dadas sus características hidrológicas y topográficas, la Provincia de Misiones presenta condiciones adecuadas para la implantación desde pico hasta pequeñas centrales hidroeléctricas. En un marco nacional en el que las energías renovables tienen gran importancia, es necesario obtener indicadores que posibiliten la toma de decisiones al momento de construir una obra de generación hidroeléctrica.

Con el fin de identificar los sitios que resultan potencialmente más aptos para el desarrollo de un aprovechamiento hidroeléctrico, se procedió a calcular el Potencial Hidroeléctrico Teórico (PHT) para todas las cuencas de la Provincia de Misiones con un área superior a 100 km². Para ello se efectuó la modelación hidrológica de las 45 cuencas identificadas.

Se definió un aprovechamiento hidroeléctrico tipo adecuado a las características orográficas de la zona y de bajo impacto ambiental, a saber, uno de pasada en cascada, con conducciones de desvío de no más de 1 km de longitud.

Como resultado se obtuvo el PHT de cada sitio, que fue representado en mapas por cuenca a escala de Provincia. Los resultados presentados en este trabajo, si bien son representativos de las potencialidades, están condicionados por la hipótesis que caracterizan el aprovechamiento tipo. Con la modelación ya implementada, sería posible investigar hipótesis alternativas.

ABSTRACT

Given its hydrological and topographical characteristics, the Province of Misiones presents suitable conditions for the implantation of hydroelectric power stations from peak to small scales. In a national framework in which clean energies are of great importance, it is necessary to obtain indicators for decision-making associated to hydroelectric generation projects.

In order to identify the locations that are potentially more suitable for the development of a hydroelectric generating station, the Theoretical Hydroelectric Potential (PHT) was calculated for all the basins of the Province of Misiones with an area greater than 100 km². For this purpose, a hydrological model for the 45 identified basins was implemented.

A default hydroelectric development was defined according to the orographic characteristics and low environmental impact, namely a cascade run, with deviation conduits of 1 km in length.

As a result, the PHT of each site was obtained, which was represented in basin maps at Province scale.

The results presented in this work, although representative of the potentialities, are conditioned by the hypotheses that characterize the type utilization. With the modeling already implemented, it would be possible to investigate alternative hypotheses.

INTRODUCCIÓN

Dadas sus características hidrológicas y topográficas, la Provincia de Misiones presenta condiciones adecuadas para la implantación desde pico hasta pequeñas centrales hidroeléctricas. En un marco nacional en el que las energías renovables tienen gran importancia, es necesario obtener indicadores que posibiliten la toma de decisiones al momento de construir una obra de generación hidroeléctrica. Paralelamente a la búsqueda de sitios de emplazamiento de energías renovables, se busca reducir el impacto ambiental de los aprovechamientos, siendo las pequeñas centrales hidroeléctricas de pasada una buena solución de compromiso.

OBJETIVOS

El objetivo del presente estudio es evaluar el Potencial Hidroeléctrico Teórico Bruto de todas las cuencas de la Provincia de Misiones con un área superior a 100 km², de modo de proveer las bases para el establecimiento de mini o microcentrales adaptadas a cada cuenca. Para esto, se recopiló información de base como topografía, precipitación, temperatura, usos del suelo, caudales, niveles hidrométricos, que permitiese la implementación de un modelo hidrológico con el cual se tengan caracterizados los excedentes hídricos. Con los resultados del modelo hidrológico implementado e hipótesis sobre el tipo de aprovechamiento hidroeléctrico que se podría emplazar, se procedió a calcular el PHT en los cursos principales de todas las cuencas consideradas.

DATOS DE BASE

Un dato de entrada fundamental tanto para la modelación hidrológica como para el cálculo del PHT, es la topografía. Se contó con un modelo digital de elevación (MDE) con resolución de 45 metros por píxel, postprocesado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). El MDE-IGN, tiene un procesamiento de relleno de vacíos, filtrado espacial, enmascarado de límites e inclusión de datos de lagos (Figura 1). Respecto de la red de puntos fijos del IGN (138 puntos en la Provincia de Misiones), el desvío estándar es de +2.83 m.

Se contrastó el MDE-IGN con las curvas de nivel de la misma institución y los resultados fueron consistentes, por lo que se adoptó el MDE-IGN para los cálculos subsiguientes.

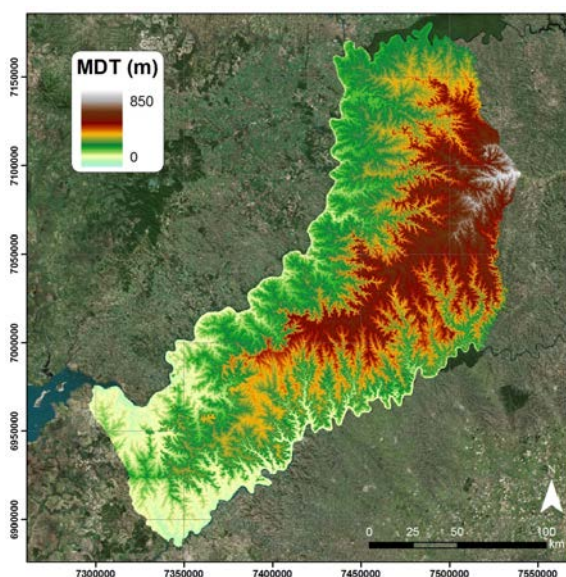
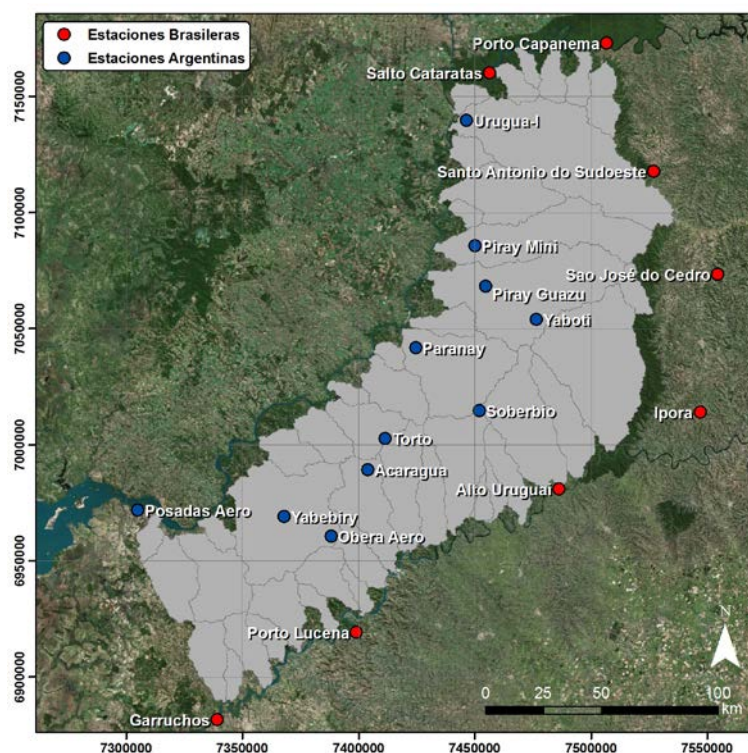


Figura 1.- MDE del Terreno.

Entre las variables hidrometeorológicas se contó con series de precipitación de distintas fuentes públicas, a saber: Servicio Meteorológico Nacional (SMN), Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Agencia Nacional de Aguas de Brasil (ANA). En total se utilizaron 17 bases con datos de precipitación distribuidas dentro de la provincia, cuya ubicación se muestra en la Figura 2.



El período de disponibilidad de datos fue variable para cada estación, pero al menos se tiene una cantidad significativa de estaciones con series completas de 1990 en adelante, como se puede observar en la Figura 3.



Para el cálculo de la evapotranspiración potencial se utilizaron datos de temperatura mínimas y máximas, humedad, presión y heliofanía en estaciones meteorológicas convencionales pertenecientes a la red del INTA (Figura 4). Se utilizó el método de Penman-Monteith, que emplea datos de temperatura mínima y máxima diaria, viento a 2 m y humedad relativa. Con registros de la estación Cerro Azul (INTA), desde 1968 hasta la actualidad, se construyó el ciclo anual de evapotranspiración promedio diaria que se presenta en la Figura 5. Se observan valores del orden de 6 mm en verano y de 2 mm en invierno.

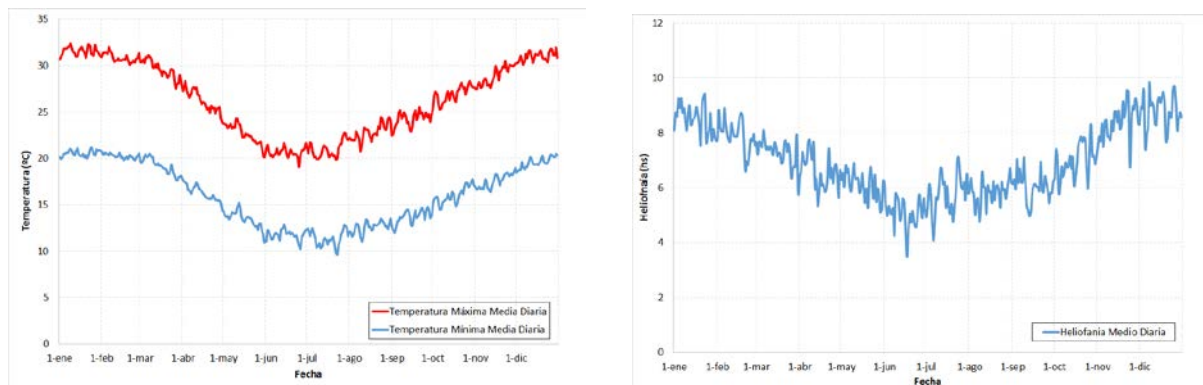


Figura 4.- Temperaturas mínima y máxima (izquierda) y heliofanía (derecha) medias diarias en estación Cerro Azul.

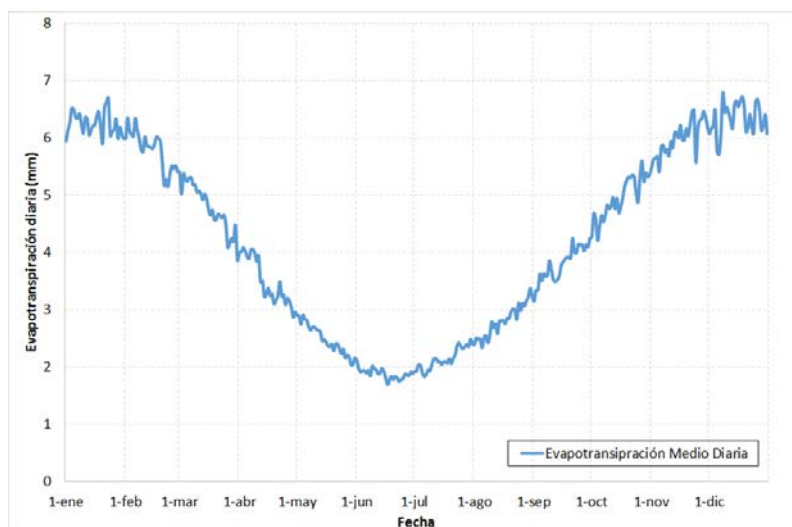


Figura 5.- Evapotranspiración promedio diaria en estación Cerro Azul.

En cuanto a la hidrometría, se contó con datos de caudales correspondientes a 7 estaciones de aforo operadas por la SRHH, cuya ubicación se muestra en la Figura 6. Si bien algunas series están discontinuadas, las cuencas del Yabebiry, Paranay, Piray Guazú y Piray Mini cuentan con registros desde la década de 1960 hasta la actualidad.

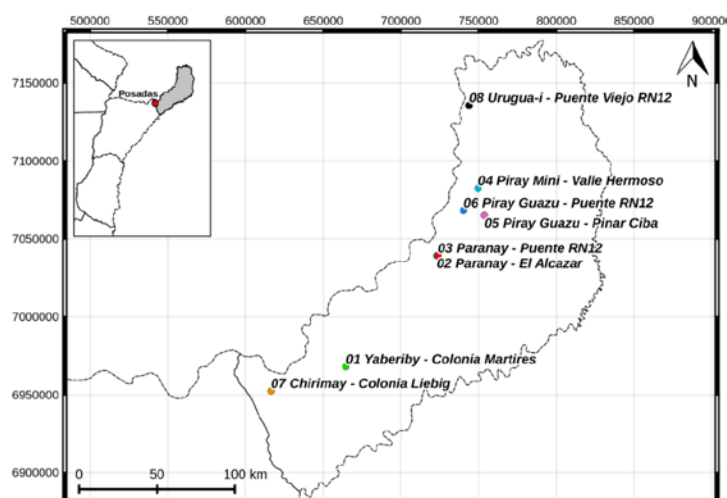


Figura 6.- Estaciones de aforo (SSRH).

A partir de las series temporales de caudal se determinaron las curvas de excedencia de caudales en todas las estaciones, las cuales se presentan en la Figura 7. Se observa que las curvas son similares entre sí, alcanzando valores picos de 800 m³/s en Piray Mini y Piray Guazú, y 500 m³/s en el Paranay.

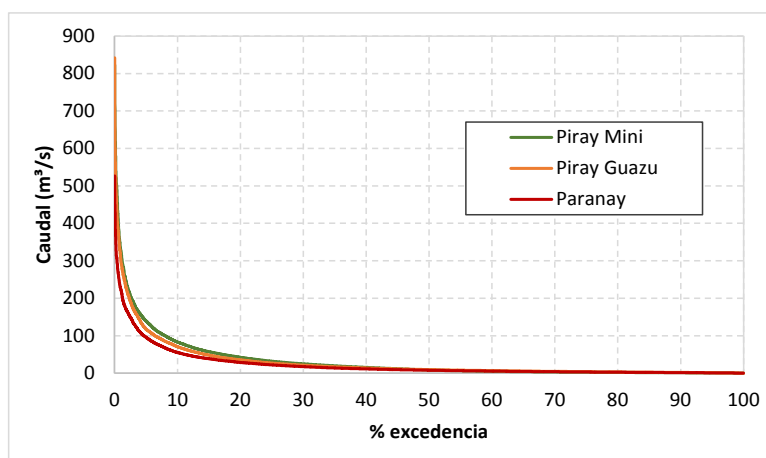


Figura 7.- Curva de excedencia de caudales.

Para el análisis de los usos del suelo en el área de estudio se contó con la base de datos del Sistema Integrado de Información Agropecuaria (SIIA). En su plataforma web¹, están registradas series temporales de áreas implantadas a paso anual, en el período 1969-2013, para distintos tipos de cultivos. Dichas series están discriminadas por departamentos o bien para la totalidad de la Provincia de Misiones.

Se tomaron las series de áreas implantadas para la totalidad de la provincia, con el objetivo de identificar aquellos cultivos de mayor incidencia, evitando así trabajar con un volumen de datos demasiado grande con cultivos que no repercuten sensiblemente en el resultado del análisis. Se seleccionaron los 5 cultivos de mayor área implantada: yerba mate, té, maíz, soja y tung, aunque los dos últimos hayan decrecido considerablemente en los últimos años.

En la Figura 8 se presentan los resultados agrupados espacialmente para el año 2007 (el año más reciente con datos completos no interpolados), donde se observa que en la gran mayoría de las cuencas el cultivo predominante es la yerba mate, y que la cuenca con mayor área cultivada es Yabebiry. Además, los cultivos de té y soja se concentran en la zona central de la provincia.

¹ <https://datos.magyp.gob.ar/>

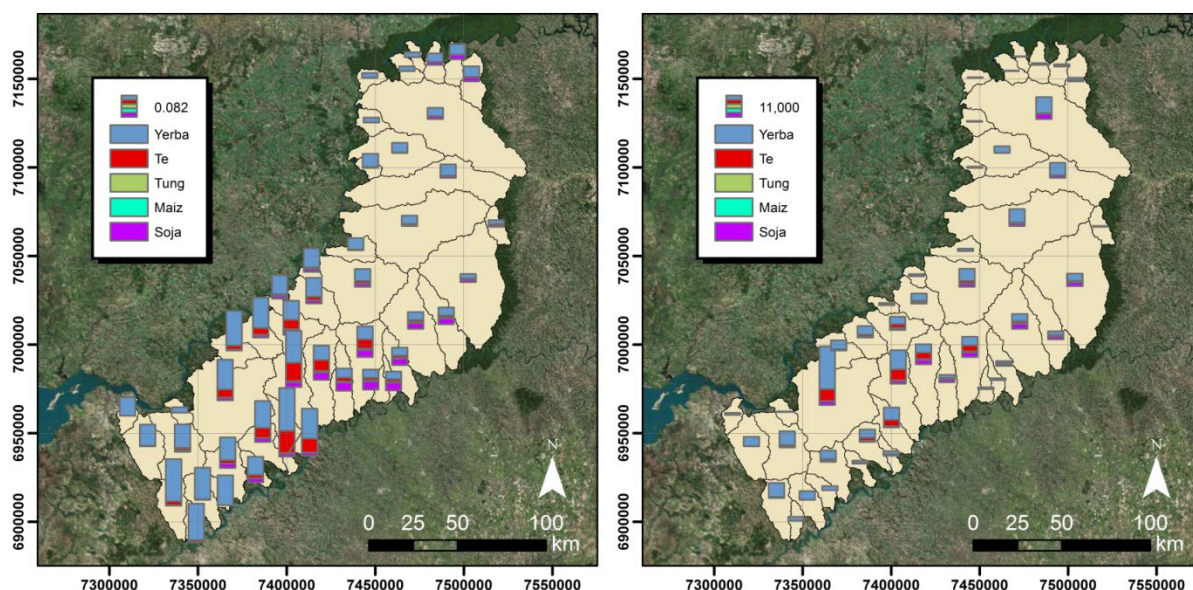


Figura 8.- Área implantada en la Provincia de Misiones según tipo de cultivo. En valores relativos al área de cuenca (izquierda) y valores absolutos en hectáreas (derecha).

Para tener en cuenta la variación estacional del coeficiente de cultivo se seleccionaron las principales coberturas: forestación/tung, yerba, te, maíz, soja. A partir de esto se generaron series históricas del coeficiente de cultivo, como se muestra en la Figura 9.

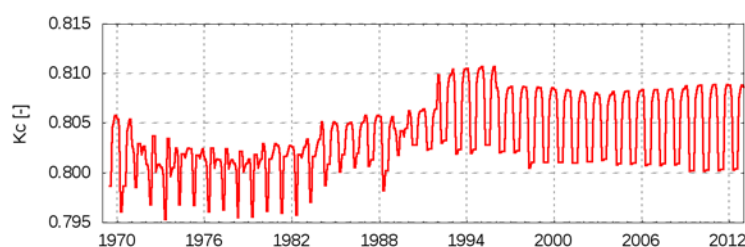


Figura 9.- Serie histórica de Kc para la cuenca Piray Guazú.

MODELO HIDROLÓGICO

Se ha encarado la modelación hidrológica utilizando el software HEC-HMS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE). Este software está diseñado para simular el proceso hidrológico completo de sistemas dendríticos.

Para el preprocesamiento de los datos se ha utilizado el software HEC-GeoHMS. Es una extensión del software ArcGIS que contiene una serie de procedimientos, herramientas y utilidades para la preparación de los datos desde un sistema de información geográfica. Permite visualizar y realizar análisis espaciales, obtener las características de la cuenca, delinear cauces y cuencas, y finalmente construir las entradas para el HEC-HMS.

Para la representación en el modelo HEC-HMS se han adoptado cuencas que tengan un área mayor a 100 km². En la Figura 10 se muestran las 45 cuencas resultantes.

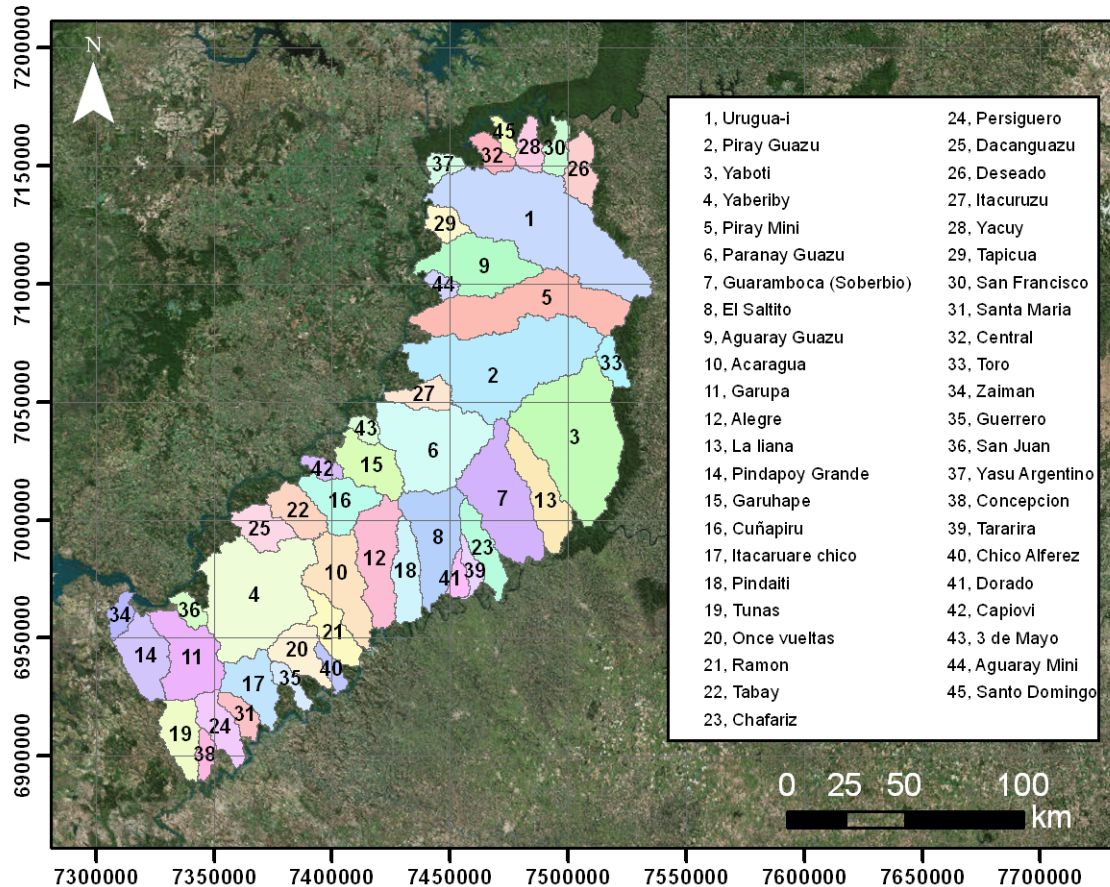


Figura 10.- Delimitación de cuencas.

El balance vertical de agua se efectúa mediante el método SMA (Soil Moisture Accounting), que plantea una distinción entre 5 compartimientos, a saber (Figura 11):

- Follaje: Intercepta parte del agua de las precipitaciones, impidiendo su llegada a la superficie del terreno.
- Superficie del terreno: Almacena en sus depresiones parte del agua que cae sobre ella, impidiendo que escurra.
- Capa superior de suelo: Es la zona de raíces, donde puede haber extracción de agua por evapotranspiración. Consta, a su vez, de dos zonas; la denominada Zona Superior es la de agua libre, que también puede perderse por percolación, mientras que la Zona Capilar es la de agua capilar, que sólo puede extraerse por evapotranspiración. Hay infiltración de agua hacia esta capa desde la superficie del terreno, si es que esta capa no se encuentra saturada y si no se trata de una superficie impermeable.
- Capas subterránea superior y subterránea inferior: Se trata de las zonas de interflujo (ó flujo hipodérmico), el cual se desplaza relativamente rápido en relación al flujo de aguas subterráneas, y que produce un flujo de base a la salida de la subcuenca. Puede haber percolación desde la capa superior hacia la inferior.

Se deben definir almacenamientos máximos, infiltración/percolación máximas, tiempo de retardo subterráneo e impermeabilidad. Para esto se cuenta con valores de referencia que surgen de la literatura, acompañado de caracterización del uso y tipo del suelo. Para el caso del tiempo de retardo se toma como referencia el tiempo de concentración como medida de respuesta de la cuenca. Dicha relación está basada en la observación y calibración del modelo.

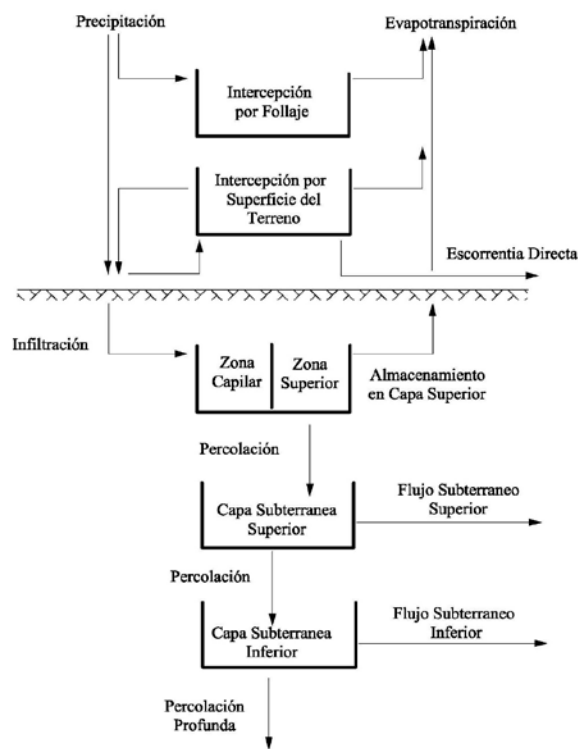


Figura 11.- Esquema conceptual del SMA.

Se llevó adelante la calibración del modelo hidrológico en las cuencas Piray Mini, Piray Guazú, Paranay y Yabebiry, que son las que poseen series extensas de registros de niveles y aforos en los arroyos.

Se contó con aproximadamente 50 años de mediciones de caudal, desde 1965 hasta 2013. Para la calibración se trabajó con los últimos 20 años (1993-2013), ya que es una ventana de tiempo relativamente extensa y actual, sobre la cual tanto los datos de precipitación como los de caudal están completos.

La comparación entre los caudales observados y los obtenidos mediante el modelo se muestran en la Figura 12. El acuerdo general se considera satisfactorio, con el modelo representando picos adicionales de caudal.

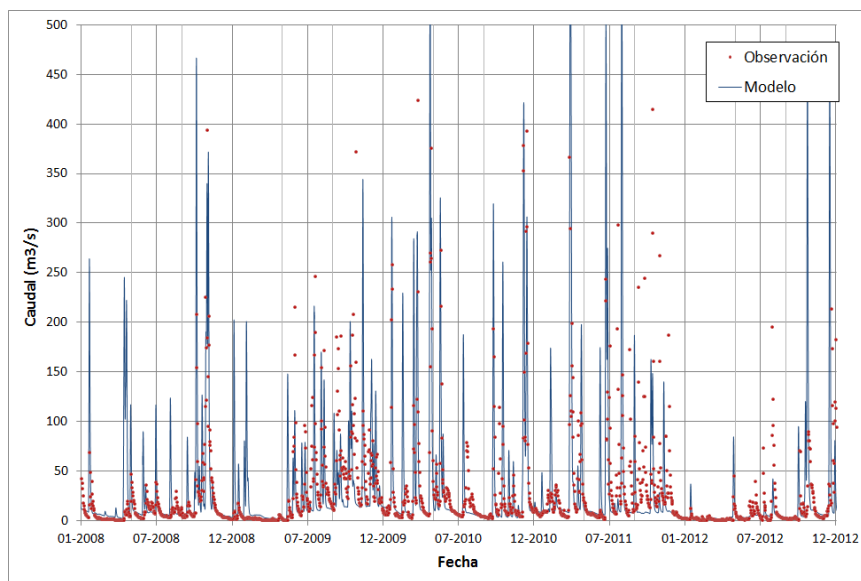


Figura 12.- Comparación entre serie de caudales observada y calculada con el modelo para la cuenca del Piray Guazú.

En la Figura 13 se presentan las curvas de excedencia de caudales, que nuevamente indican una buena coincidencia para el rango de caudales más frecuentes.

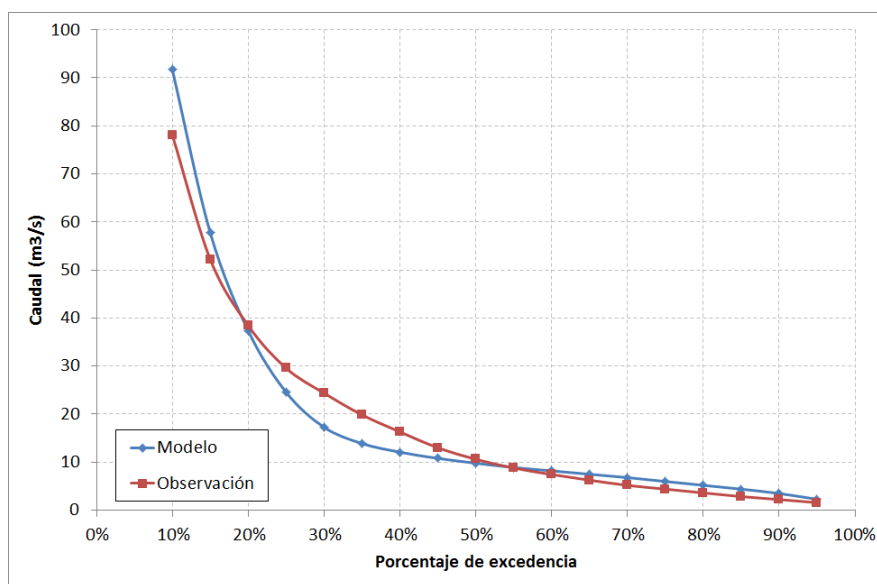


Figura 13.- Porcentaje de excedencia de caudales para la cuenca del Piray Guazú.

EXPLOTACIÓN

Para las cuencas restantes, la calibración del modelo no es posible debido a la ausencia o escasez de datos hidrométricos. Por lo tanto, se determinaron el almacenamiento en follaje y los tiempos de retardo correspondientes y para el resto de los parámetros se adoptaron los mismos valores que para las cuencas calibradas.

Una vez calibrado y validado el modelo hidrológico se procedió a realizar la simulación y caracterización hidrológica de todas las cuencas. En la Tabla 1 se presentan los caudales correspondientes para distintos porcentajes de excedencia. Se observa que las 7 cuencas más

grandes (Urugua-í, Piray Guazú, Yabotí, Yabebiry, Piray Mini, Paranay Guazú y Guaramboca (Soberbio)) son las que efectivamente indican mayores caudales.

Tabla 1.- Caudales correspondientes a distintas excedencias para todas las cuencas.

#	Nombre	Excedencia								
		90%	80%	70%	60%	50%	40%	30%	20%	10%
1	Urugua-í	3,16	3,69	4,33	7,51	16,53	34,55	67,63	127,74	254,15
2	Piray Guazú	3,17	3,57	3,91	5,88	12,86	29,81	65,00	131,05	276,73
3	Yabotí	3,49	3,87	4,19	5,10	9,86	23,07	52,50	116,00	255,85
4	Yabebiry	2,20	2,51	2,77	3,06	3,58	7,16	21,30	63,96	189,88
5	Piray Mini	1,82	2,12	2,38	2,76	4,59	10,42	24,69	57,70	139,47
6	Paranay Guazú	2,77	3,07	3,32	3,50	3,80	6,22	17,01	51,64	142,59
7	Guaramboca (Soberbio)	2,23	2,44	2,66	2,88	4,10	8,95	22,39	53,16	127,58
8	El Salto	1,80	1,99	2,16	2,32	2,56	4,53	12,08	33,70	93,00
9	Aguaray Guazú	1,91	2,07	2,21	2,34	2,50	3,50	9,16	29,74	89,70
10	Acaragua	1,18	1,36	1,48	1,60	1,76	2,43	7,05	23,31	75,76
11	Garupa	1,77	1,91	2,02	2,11	2,25	2,60	6,46	23,71	76,40
12	Alegre	1,54	1,70	1,83	1,93	2,06	3,20	9,26	29,87	87,85
13	La Iiana	1,05	1,18	1,29	1,40	1,53	1,85	4,71	16,24	53,68
14	Pindapoy Grande	1,34	1,44	1,52	1,60	1,69	1,84	3,32	13,15	51,72
15	Garuhape	1,26	1,37	1,49	1,60	1,70	1,89	3,68	14,69	52,53
16	Cuñapirú	1,05	1,16	1,26	1,37	1,51	1,67	2,19	9,88	50,70
17	Itacaruaré chico	1,39	1,49	1,56	1,63	1,70	1,87	3,80	14,86	49,40
18	Pindaiti	1,09	1,21	1,27	1,35	1,41	1,62	3,99	14,17	46,55
19	Tunas	0,90	1,02	1,08	1,14	1,21	1,30	1,74	7,60	37,66
20	Once vueltas	1,20	1,29	1,35	1,42	1,48	1,60	2,29	10,33	41,64
21	Ramón	0,99	1,09	1,15	1,22	1,28	1,38	2,32	9,81	39,84
22	Tabay	0,93	1,07	1,22	1,34	1,44	1,52	1,70	4,56	31,94
23	Chafariz	1,03	1,10	1,18	1,23	1,29	1,58	4,17	14,17	40,51
24	Persiguero	0,91	1,00	1,07	1,12	1,17	1,25	1,53	6,30	32,25
25	Đacan Guazú	0,96	1,05	1,13	1,21	1,30	1,41	1,59	5,01	29,87
26	Deseado	1,01	1,11	1,21	1,31	1,40	1,63	4,34	13,80	36,84
27	Itacuruzú	0,84	0,92	1,00	1,09	1,14	1,19	1,34	4,77	26,99
28	Yacuy	0,69	0,77	0,82	0,89	0,94	1,00	1,09	3,18	18,20
29	Tapicua	0,70	0,78	0,85	0,90	0,94	1,01	1,08	1,77	14,98
30	San Francisco	0,66	0,73	0,79	0,85	0,90	0,97	1,43	5,44	19,62
31	Santa María	0,63	0,68	0,73	0,76	0,80	0,84	0,94	2,29	15,98
32	Central	0,52	0,59	0,64	0,68	0,73	0,78	0,84	2,05	14,93
33	Toro	0,86	0,92	0,97	1,02	1,07	1,13	2,19	8,28	24,88
34	Zaimán	0,39	0,44	0,47	0,49	0,52	0,57	0,63	1,68	12,25
35	Guerrero	0,54	0,58	0,62	0,66	0,68	0,73	0,81	2,70	14,12
36	San Juan	0,60	0,63	0,66	0,69	0,71	0,75	0,81	2,60	15,21
37	Yasu Argentino	0,35	0,42	0,47	0,51	0,54	0,59	0,64	0,75	7,64
38	Concepción	0,41	0,46	0,49	0,52	0,54	0,58	0,62	0,94	10,11
39	Tararira	0,51	0,54	0,58	0,61	0,63	0,66	0,79	3,25	13,47
40	Chico Alferez	0,50	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,74	2,17	12,24
41	Dorado	0,59	0,62	0,67	0,70	0,72	0,76	0,82	2,89	12,88
42	Capioví	0,46	0,50	0,54	0,58	0,62	0,67	0,73	1,29	10,99
43	3 de Mayo	0,39	0,44	0,48	0,52	0,56	0,59	0,63	0,77	9,35
44	Aguaray Mini	0,32	0,36	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,59	5,41
45	Santo Domingo	0,31	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,52	0,84	7,64

POTENCIAL HIDROELÉCTRICO TEÓRICO

El Potencial Hidroeléctrico Teórico (PHT) es una medida de la energía potencial disponible en un curso de agua para producir energía hidroeléctrica. Considera que la totalidad de esa energía potencial se transforma en energía eléctrica, es decir, que la eficiencia es del 100%.

Como metodología de evaluación del PHT de un curso de agua se adopta cómo hipótesis que los aprovechamientos son de pasada en cascada, separados por una distancia fija (Figura 14). Para cada punto *i* de ubicación de un aprovechamiento (contado desde aguas arriba hacia

aguas abajo), el PHT asociado se calcula como

$$PHT_i = 9,81 A q_{50\%} \Delta H_i \quad (1)$$

Donde:

PHT_i : Potencial Hidroeléctrico Teórico en el punto i , en kW

A : área de aporte al punto i , en km^2

$q_{50\%}$: caudal específico areal de la cuenca correspondiente a una excedencia del 50%, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

ΔH_i : diferencia de nivel topográfico entre el punto i y el $i-1$, en metros

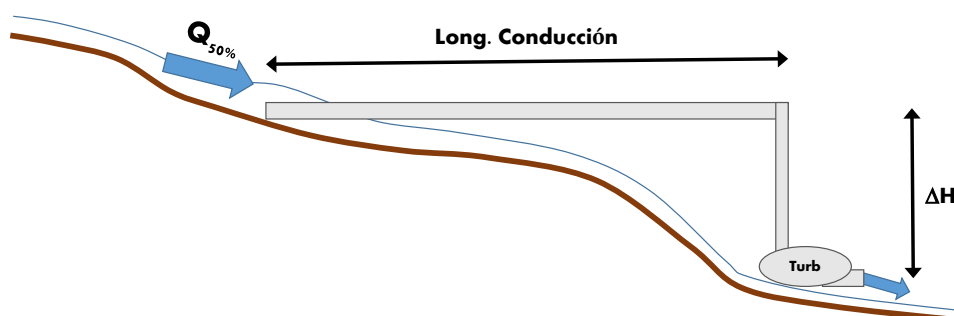


Figura 14.- Esquema de aprovechamiento tipo adoptado en el análisis.

Esta metodología se implementó en una rutina programada en lenguaje Python bajo el entorno QGIS la cual genera un archivo vectorial de puntos equiespaciados sobre los cauces principales, cuya separación (que representa la longitud de conducción del aprovechamiento) se especifica como dato.

RESULTADOS

Como resultado se obtuvo el PHT de cada sitio que fue representado en mapas por cuenca a escala de Provincia. En la Tabla 2 se presentan los valores de PHT máximo y acumulado por cuenca, ordenado de acuerdo a valores decrecientes del primer parámetro. Se observa que el ranking de PHT máximo lo encabeza la cuenca del Uruguay-í, con 8,6 MW, mientras que el ranking de PHT acumulado la cuenca del Piray Guazú, con 57 MW. Los valores acumulados se representan en la Figura 15.

Tabla 2.- PHT máximo y acumulado para cada cuenca

#	Cuenca	PHT Máx. (MW)	PHT Acum. (MW)
1	Uruguay-í	8,55	49,55
2	Piray Guazú	1,78	56,87
3	Yaboti	1,34	35,44
4	Piray Mini	0,58	16,91
5	Aguaray Guazú	0,39	4,51
6	Paranay Guazú	0,37	6,85
7	Guaramboca (Soberbio)	0,26	9,62
8	Tapicua	0,26	0,55
9	Garuhape	0,24	2,15
10	Yasu Argentino	0,21	0,56
11	Cuñapiru	0,21	1,80
12	El Saltito	0,21	5,44
13	Alegre	0,20	3,51
14	Tabay	0,18	1,58
15	Yaberiby	0,18	4,83
16	La liana	0,16	2,90

#	Cuenca	PHT Máx. (MW)	PHT Acum. (MW)
17	Aguaray Mini	0,15	0,30
18	Chafariz	0,14	2,68
19	Itacuruзу	0,14	1,49
20	Itacarua-re chico	0,14	1,43
21	Pindaiti	0,14	1,97
22	3 de Mayo	0,11	0,24
23	Once vueltas	0,11	1,31
24	Ramon	0,11	1,09
25	Acaragua	0,11	3,24
26	Garupa	0,11	2,05
27	NacanGuazú	0,10	0,85
28	Toro	0,08	0,67
29	San Francisco	0,07	0,72
30	Persiguero	0,07	0,59
31	Tararira	0,06	0,40
32	Chico Alferez	0,06	0,23
33	Deseado	0,06	1,14
34	Tunas	0,06	0,60
35	Capiovi	0,05	0,31
36	Santa Maria	0,05	0,34
37	Guerrero	0,04	0,30
38	Yacuy	0,04	0,45
39	Dorado	0,04	0,22
40	San Juan	0,04	0,25
41	Pindapoy Grande	0,04	0,64
42	Central	0,03	0,29
43	Concepción	0,03	0,15
44	Santo Domingo	0,02	0,14
45	Zaimán	0,02	0,11

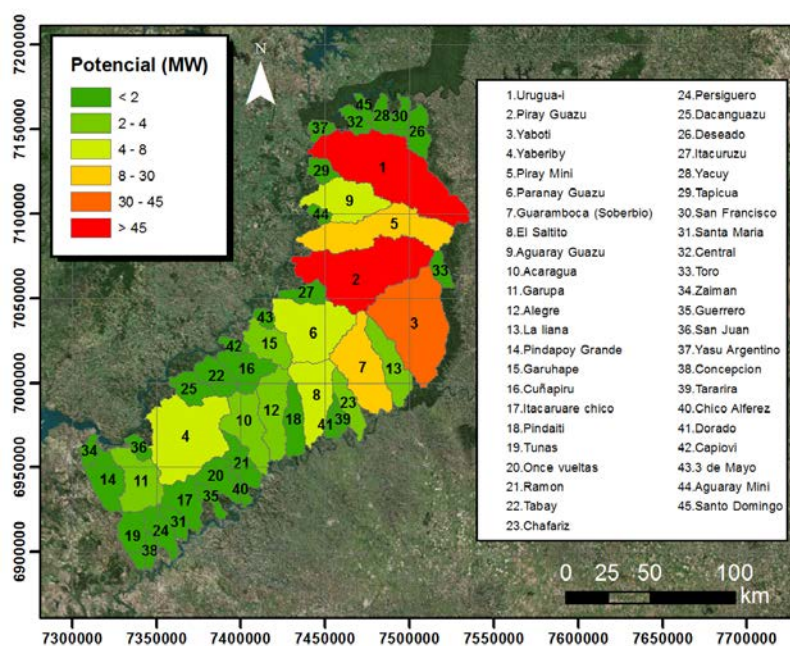


Figura 15.- PHT Acumulado para cada cuenca de la provincia de Misiones.

Dado que se consideró una longitud de aprovechamiento de 1 km, la cantidad de puntos analizados es muy alta, del orden de 5000 donde la mayoría no tienen un PHT significativo. Para generar un corte en el análisis se tuvo en cuenta la clasificación de pequeños aprovechamientos hidroeléctricos de la Secretaría de Energía², la cual se presenta en la Tabla

² Pequeños Aprovechamientos Hidroeléctricos - Secretaría de Energía, 2008 (http://www.inti.gob.ar/energia/erTO/pdf/libro_energia_hidrica.pdf)

3. En base a ella surgen las cantidades de centrales potenciales por cuenca y por categoría indicadas en la Figura 16.

Tabla 3.- Categorías de aprovechamiento según potencia

Categorías	Rango de Potencia (kW)
Pico Central	0-5
Micro Central	5-50
Mini Central	50-500
Pequeña Central	500-30.000
Mediana Central	30.000-50.000
Gran Central	> 50.000

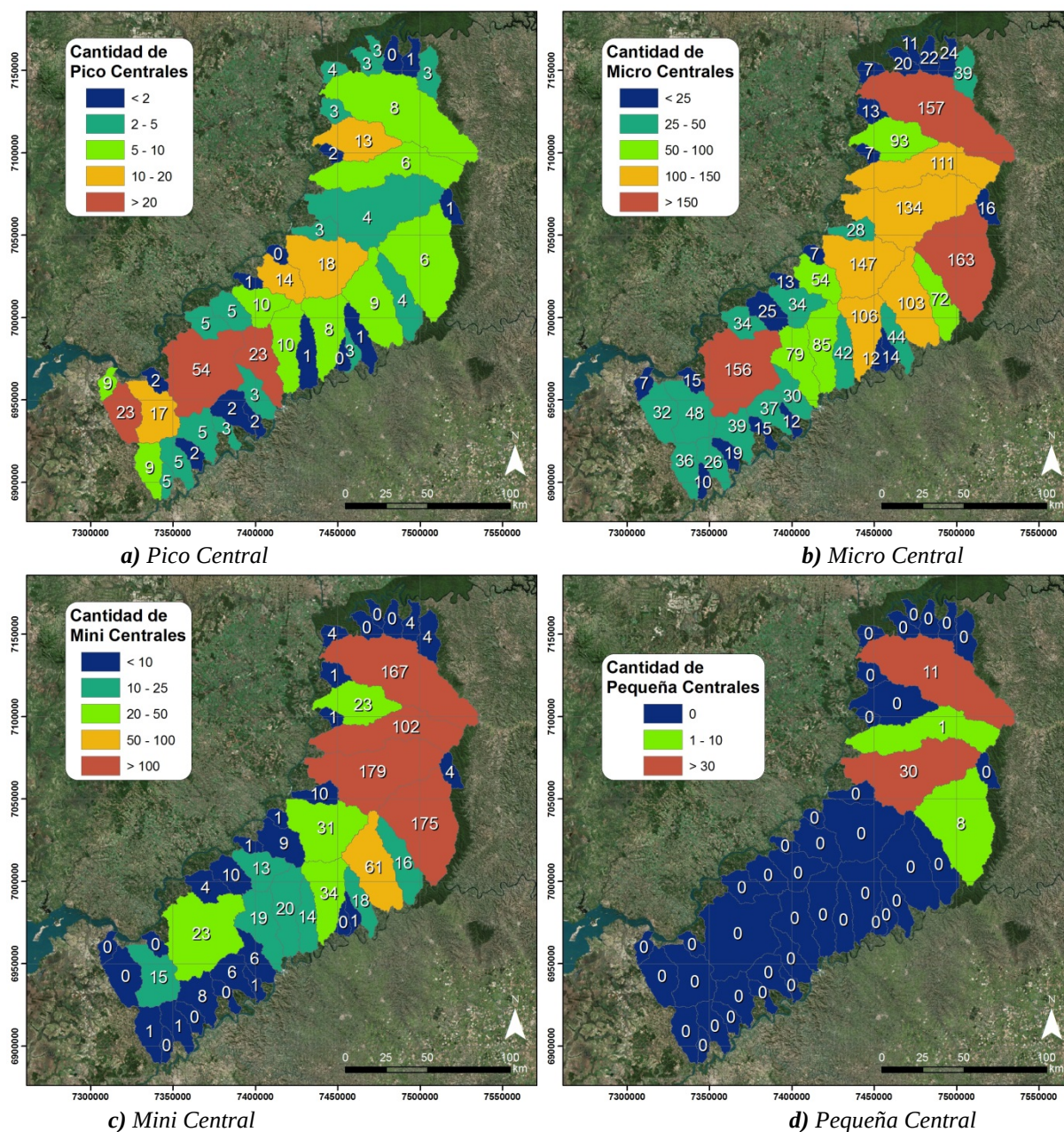


Figura 16.- Cantidad de centrales potenciales por categoría.

CONCLUSIONES

- Se llevó adelante la calibración del modelo hidrológico en las cuencas Piray Miní, Piray Guazú, Paranay y Yabebiry, que son las que poseen series extensas de registros de niveles y aforos en los arroyos. Se adoptó un criterio de cálculo y ajuste de parámetros para la calibración que permitió su extrapolación a las cuencas no aforadas. Las curvas de excedencia de caudales provistas por el modelo para las cuatro cuencas de calibración mostraron una buena coincidencia con las correspondientes que surgen de las mediciones para el rango de caudales más frecuentes, que son los significativos para definir el potencial hidroeléctrico.
- El ranking de PHT máximo lo encabeza la cuenca del Urugua-i, con 8,6 MW. Pero éste se da justamente en el punto donde ya existe una Gran Central de 76 m de altura y una potencia instalada de 60 MW. El ranking de PHT acumulado lo encabeza la cuenca del Piray Guazú, con 57 MW. Las cuatro cuencas con mayor PHT acumulado y con un PHT máximo puntual mayor a los 500 kW (entrando en categoría de al menos Pequeña Central) son Urugua-í, Piray Guazú, Yabotí y Piray Miní.
- Los resultados presentados en este trabajo, si bien son representativos de las potencialidades, están condicionados por la hipótesis de separación de 1 km entre aprovechamientos. Con la modelación ya implementada, sería posible investigar hipótesis alternativas.
- Estos resultados constituyen una guía para seleccionar ubicaciones de aprovechamientos potenciales. Identificados los puntos más interesantes, deberían considerarse las restricciones de uso de suelo que podrían condicionarlos o impedirlos. Pasado este filtro, debería procederse a determinar el Potencial Hidroeléctrico Técnico Aprovechable de esos emprendimientos.

PRESA DE REGULACIÓN NACIMIENTO DEL RÍO SENGUERR: REGULACIÓN CON BAJO IMPACTO AMBIENTAL EN UN PROYECTO DE APROVECHAMIENTO MÚLTIPLE

Sainz-Trápaga José M. [1], De Pablo Paula [2], Malnero Héctor [1], Kaless Gabriel [1] y Chachero María [1]

[1] Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Chubut, Argentina, [2] Profesional independiente
Av. 9 de Julio 25, Trelew-Chubut +54-0280-4428403, Jose@sainz-trapaga.com

RESUMEN

El proyecto "Presa de Regulación Nacimiento del Río Senguerr", en el Departamento Alto Río Senguerr, Provincia del Chubut, abarca un conjunto de obras destinadas a la regulación de una parte interesante del aporte de la cuenca de los lagos La Plata y Fontana, sumando a ello un cruce carretero que permitirá la comunicación de ambas márgenes del río y una línea eléctrica en una zona que no cuenta en la actualidad con el servicio. En este marco, se presentan los lineamientos estratégicos que impulsaron el proyecto, destacando el impacto esperado por su contribución al control de las crecidas, al mejor aprovechamiento de los aportes hídricos y a la expansión de las redes de infraestructura. Asimismo, se ilustra sobre la resolución del proyecto de ingeniería bajo condiciones y criterios específicos entre los que se destacan la limitación de la capacidad de regulación a la determinada por la franja natural de oscilación del lago, la preservación de las características hidráulicas de la sección de control natural a la salida del Lago Fontana, la posibilidad de manejo del paso de crecidas de recurrencias diversas sin superar los picos de caudal naturales, y la continuidad migratoria para la fauna acuática mediante una escala de peces.

ABSTRACT

The "Senguerr River Birth Dam" project in the Alto Río Senguerr Department, Chubut Province, covers a set of works aimed at regulating an interesting part of the La Plata and Fontana lakes basin flow, adding to it a road connection of both riversides and an electric line in an area that does not have this service at the moment. Within this framework, the strategic guidelines that propelled the project are presented, highlighting the expected impact of its contribution to flood control, better use of water resources and expansion of infrastructure networks. It also illustrates the resolution of the engineering project under specific conditions and criteria, such as the limitation of the regulation capacity to that determined by the natural oscillation of the lake, the preservation of the hydraulic characteristics of the natural control section at the exit of Lake Fontana, the possibility of handling the floods of various recurrences without exceeding the natural peaks, and the migratory continuity for the fishes through a scale.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo contribuye a difundir los conceptos estratégicos, criterios de diseño y principales características del proyecto llevado a cabo por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, en el marco del Programa de Desarrollo Integral de la Cuenca del Río Senguerr impulsado por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación [1].

El proyecto de una obra de regulación en las nacientes del Río Senguerr cuenta con varios antecedentes de estudios anteriores, surgidos de las excepcionales condiciones naturales de la zona para lograr un gran efecto de regulación con relación a la magnitud de las obras necesarias para ello.

En efecto, desde la década de 1970 se realizaron estudios destinados al proyecto de una obra de regulación en el sitio, destacándose los formulados por Agua y Energía Eléctrica [2], seguidos de los ejecutados por consultoría en 1982 con objeto de mini-generación hidroeléctrica [3] y en 2000 para regulación de los aportes de la cuenca superior [4].

En los primeros dos casos se proponían presas con alturas suficientes para transformar los lagos La Plata y Fontana, y el Río Unión que los vincula, en un único cuerpo de agua funcionando como un gran embalse con una superficie del orden de los 200 km². En el último,

se propuso la construcción de dos presas de regulación de 1 metro de altura útil en las desembocaduras de los lagos La Plata y Fontana, para la regulación de unos 80 hectómetros cúbicos en cada uno de ellos.

La evolución del tipo y magnitud de los estudios y proyectos antecedentes refleja claramente el crecimiento de una actitud de cuidado y preservación del ambiente, de vital importancia en una zona de cabecera de cuenca con grandes cuerpos de agua rodeados de bosque nativo.

El proyecto “Presa de Regulación Nacimiento del Río Senguerr” que ha desarrollado la Facultad de Ingeniería de la U.N.P.S.J.B. tiene sustento en acciones de gobierno de la Provincia de Chubut, en el marco del programa denominado “¿De qué va a vivir mi Pueblo?” puesto en práctica por el Ministerio de Producción y del “Plan Estratégico de Infraestructura” formulado en el ámbito de la Secretaría de Infraestructura, Servicios y Obras Públicas.

El proyecto elaborado integra fuertemente la funcionalidad hidráulica de la obra, con efectos aguas abajo de la presa, con el aporte de infraestructura para el desarrollo de las áreas de cabecera de la cuenca.

La obra hidráulica tiene como objetivos el control de crecidas en el Valle Superior de la cuenca, incluida la localidad de Alto Río Senguer, y garantizar la disponibilidad hídrica para la producción agropecuaria bajo riego en los valles de la cuenca durante años en que estiajes pronunciados originados en la cabecera pueden impedir o restringir fuertemente la actividad. Asimismo, la obra contribuirá, en complementación con el proyecto de presa de embalse en Los Monos, a la optimización de un esquema de regulación conjunto para el mejor funcionamiento y satisfacción de los objetivos planteados en aquel proyecto respecto de la gestión hídrica sobre la cuenca inferior, incluyendo el suministro de agua para uso doméstico, control de crecidas, reducción de las oscilaciones del nivel del Lago Musters y de la variabilidad de la superficie del Lago Colhué Huapi, producción bajo riego, generación hidroeléctrica, etc.

Por otra parte, se ha asignado significativa importancia a los efectos del proyecto sobre el desarrollo de infraestructura en la cabecera de la cuenca, en consonancia con planes de desarrollo provinciales y de la Municipalidad de Alto Río Senguer, en cuya jurisdicción se halla el emplazamiento de la obra.

Desde esa localidad se procura el impulso de actividades económicas promisorias para la zona, entre las que se destaca netamente el turismo, siendo de consideración también el potencial forestal – maderero y la tradicional ganadería de la región. En ese marco, se cuenta con proyectos de campings y de una Villa Turística en la zona del Río Unión, curso que vuelca las aguas del Lago La Plata hacia el Lago Fontana.

La correcta definición de pautas destinadas a asegurar la preservación ambiental se consideró condición básica, reforzada en este caso por la necesidad de garantizar la sustentabilidad de los citados proyectos a desarrollar. En este contexto se buscó el impulso de un proyecto, aportando un puente sobre el Río Senguerr, será de gran relevancia sobre la red vial, permitiendo la adecuada definición de circuitos turísticos, y la proyección del desarrollo de las redes de infraestructura de servicios; en particular, el sistema de aprovisionamiento de energía eléctrica.

En este marco conceptual, el proyecto de obra de regulación se basa en la utilización de la franja natural de oscilación del Lago Fontana, evitando sobreelevaciones de su superficie que pudieran deteriorar las márgenes y sus posibilidades de aprovechamiento, y se complementa con el desarrollo del proyecto “Minicentral Hidroeléctrica Lago Fontana”, de producción de energía eléctrica a partir de una fuente renovable, en forma limpia, y de muy bajo impacto en el medio ambiente natural.

La línea de media tensión desde la Minicentral Hidroeléctrica Lago Fontana, incorporada al proyecto para el suministro de energía a sus dispositivos hidromecánicos, acerca sustantivamente la posibilidad de vinculación con el Sistema Interconectado Sudoeste que integra eléctricamente a las localidades del sudoeste de la provincia del Chubut. El citado vínculo contribuirá a una importante mejora en el suministro de potencia y energía a la localidad de Alto Río Senguer en temporada invernal, y a garantizar la disponibilidad de potencia en la zona de los lagos en la temporada estival durante el estiaje de años hidrológicos secos.

El proyecto elaborado procura contribuir al desarrollo de la citada zona, en consonancia, con las propuestas de mediano y largo plazo volcadas en diversos documentos producidos en el ámbito de la Secretaría de Infraestructura, Servicios y Obras Públicas, entre los que puede citarse el Programa Estratégico de Infraestructura [5] y el Programa de Integración Energética Provincial [6].

CRITERIOS DE PROYECTO

La resolución del esquema del proyecto de ingeniería desarrollado surge de la valoración de los elementos que caracterizan su origen y objetivos. En función de ello se han establecido criterios específicos de proyecto a respetar, los que se resumen en el siguiente listado:

- ✓ Limitación de la capacidad (volumen) de regulación a la determinada por la franja de oscilación natural de los niveles del lago entre los valores mínimos naturales y los máximos correspondientes a la crecida máxima asociada a un período de retorno de 50 años.
- ✓ Preservación de las características hidráulicas de la sección de control natural a la salida del lago fontana, garantizando la imposibilidad de producir crecidas superiores a las naturales para cada nivel del lago, aún en situaciones accidentales excepcionales de falla masiva de las estructuras de la presa.
- ✓ Posibilidad de manejo del paso de crecidas de recurrencias diversas, hasta la de diseño de la obra, permitiendo garantizar la producción de picos de caudal menores o iguales que los naturales correspondientes a las mismas recurrencias o períodos de retorno.
- ✓ Continuidad migratoria para la fauna acuática mediante una escala de peces específicamente diseñada para el caso.
- ✓ Limitación del riesgo de inconvenientes por eventuales fallas de funcionamiento del sistema de compuertas
- ✓ Vinculación carretera entre ambos márgenes del Río Senguerr, con previsión para el alojamiento de ductos destinados al cruce de cables eléctricos, de comunicaciones o cañerías.

SELECCIÓN DEL EJE DE PRESA

Los criterios de diseño actuales sugerían la conveniencia de una obra de mínima altura, la que se hallaría en coincidencia con la sección de control natural que determina el desborde del Lago Fontana hacia el Río Senguerr. No obstante ello, la preservación de esta sección de control natural (segundo criterio adoptado) sumada a la conveniencia de conservar con la mínima alteración posible el perímetro natural del lago y el paisaje lacustre original hicieron recomendable la ubicación de la obra relativamente distante de aquella sección.

Luego del reconocimiento de campo y el análisis de funcionamiento de los aliviaderos que conforman la presa se ha adoptado un emplazamiento del eje de presa que incluye un sector de planta recta con otro de planta curva, situado unos 200 metros aguas abajo del nacimiento del río. El cauce presenta en el sitio la aptitud morfológica necesaria para la ubicación de los diversos elementos que integran el conjunto de la obra y para la planificación del manejo del río durante su construcción. La sección cuenta con un ancho adecuado, con dos niveles de terrazas que se adaptan a los sectores de obra previstos, y con una buena estribación para el cierre y la continuidad de la obra vial proyectada.

El nivel mínimo del lecho en la sección escogida se halla 2,0 metros por debajo del correspondiente a la sección de desborde natural del lago, dando lugar a una altura máxima de agua frente a la presa que no alcanza los 4,0 metros para la crecida de proyecto, de 10.000 años de período de retorno.

La limitación de la carga hidráulica a la que se podrá ver sometida la obra contribuyó al diseño de una estructura sometida a menores solicitaciones, aliviando su estado tensional como las filtraciones y el riesgo de erosión interna de los suelos que la rodean, factores que favorecen a la seguridad del conjunto y reducen su costo.

OBRAS QUE INTEGRAN EL PROYECTO O COMPONENTES?

El esquema de obras proyectado consiste en un azud o presa-vertedero, que combina un vertedero “móvil” (con compuertas) con un vertedero “fijo” (sin compuertas) en una obra de alivio mixta, a efectos de proporcionar una buena capacidad de regulación y maniobra, asegurando a su vez el control de situaciones accidentales y la seguridad de las estructuras. Completa el cierre una presa de materiales sueltos a construir sobre el estribo de margen derecha.

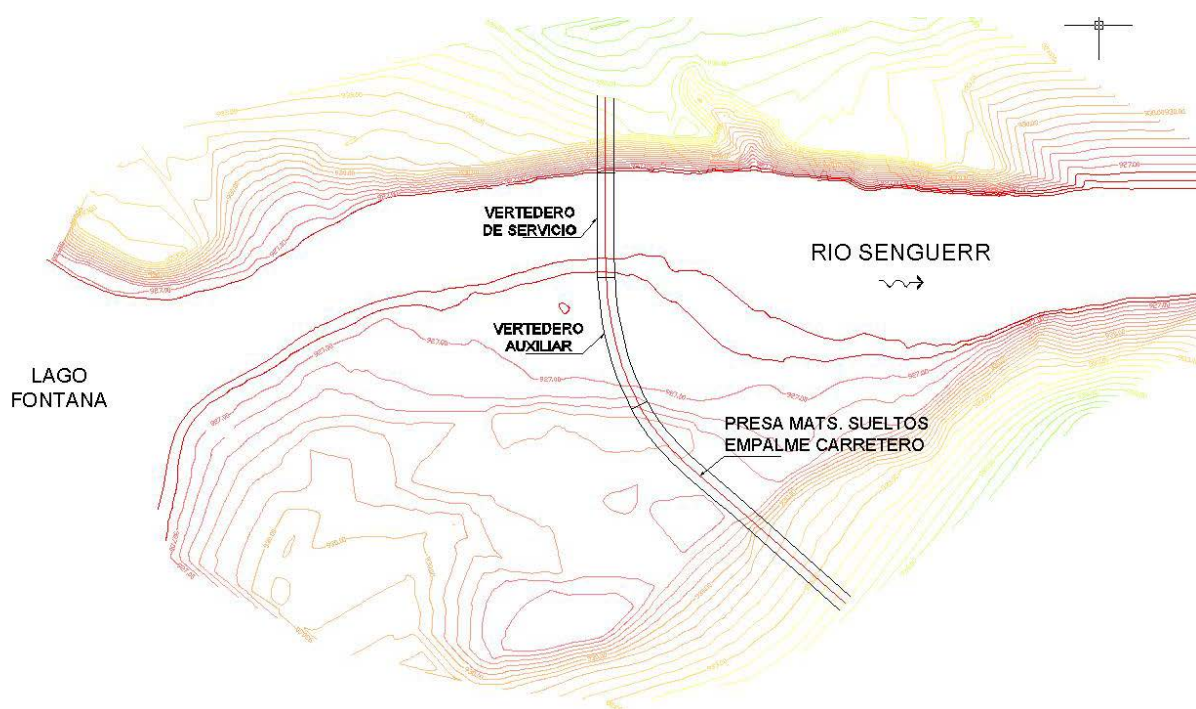


Figura 1.- Presa de Regulación – Distribución de obras principales

El conjunto de obras proyectado se presenta en la Figura 1 y halla integrado por:

- Un vertedero de servicio de hormigón armado con compuertas radiales y ataguías, ocupando el ancho del cauce actual, sobre el extremo de margen izquierda del eje de obra, con un cuenco dissipador de energía a la salida
- Un vertedero auxiliar, de alivio para situaciones extraordinarias, de hormigón armado, con su planta curva y sin compuertas de regulación, ubicado sobre el primer nivel de terraza sobre margen derecha del cauce actual, cuyo nivel de cresta define el Nivel Máximo Normal para la operación de la presa
- Una presa de materiales sueltos completando el cierre del río y el enlace carretero sobre margen derecha
- Una escala de peces situada entre ambos vertederos
- Un puente carretero sobre los vanos de ambos vertederos
- Una sala de máquinas con la central hidráulica destinada al accionamiento de las compuertas y un grupo electrógeno de emergencia
- Una línea de media tensión para el aprovisionamiento de la energía eléctrica destinada a la operación de los equipos eléctricos y electromecánicos de la presa

DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS OPERATIVOS Y CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL VERTEDERO DE SERVICIO

Partiendo de los criterios de proyecto y el esquema básico de la obra indicados en el punto anterior, se exponen a continuación los elementos que caracterizan el funcionamiento de la obra proyectada.

Parámetros operativos

En primer término, se realizó un análisis destinado a contar con información sobre niveles del Lago Fontana en su condición natural, a efectos de su utilización para la satisfacción de las condiciones vinculadas con esta variable.

Para ello, se realizó la modelación matemática del escurrimiento en el tramo del Río Senguerr comprendido entre el Lago Fontana y la sección correspondiente a la estación de aforos Nacimiento, ubicada a 500 metros de distancia, y se obtuvieron los niveles máximos del lago para distintas recurrencias, en correspondencia con los estudios hidrológicos realizados.

Tabla 1.- Relaciones de alturas entre Estación Nacimiento y Lago Fontana para períodos de retorno hasta 10.000 años y sus caudales asociados

T	Q	Lectura Escala	Cota Lago
	10	0,66	926,00
2	77	1,64	926,93
5	102	1,84	927,13
10	119	1,97	927,25
20	137	2,09	927,37
50	161	2,24	927,52
100	180	2,35	927,62
200	201	2,47	927,74
1000	253	2,73	927,99
2000	278	2,85	928,10
10000	343	3,13	928,37

El **Nivel Máximo Normal** para la operación del embalse fue adoptado en forma tal de no superar el nivel máximo para 50 años de recurrencia, lo que ocurre a cota **927,52 m.s.n.m.**

Por lo tanto, el embalse podrá ser operado normalmente entre su nivel mínimo natural, de 926,00 m aproximadamente, hasta la **Cota del Vertedero Auxiliar**, de **927,52 m**, nivel escogido para el alivio de excedentes sin control del sistema de compuertas. El volumen útil del embalse resulta de esta manera de unos 125 hm³.

No obstante ello, con niveles del lago inferiores a 926,50 m la presa de regulación carece prácticamente de capacidad de maniobra debido al efecto de control producido por la sección de descarga natural del lago, reduciendo la capacidad de regulación efectiva de la obra a algo menos de 100 hm³, valor que habrá de ajustarse de acuerdo a los programas operativos o consignas de operación que se pongan en práctica en el futuro.

En esta etapa, puede considerarse que la obra deberá funcionar con un valor del **Nivel Mínimo Normal** tan bajo como **926,00 m.s.n.m.**

A efectos del diseño de los aliviaderos de la obra, otro de los aspectos analizados mediante la modelación matemática fue el comportamiento de la sección del eje de emplazamiento de la obra, resultando en la función altura – caudal que se presenta a continuación:

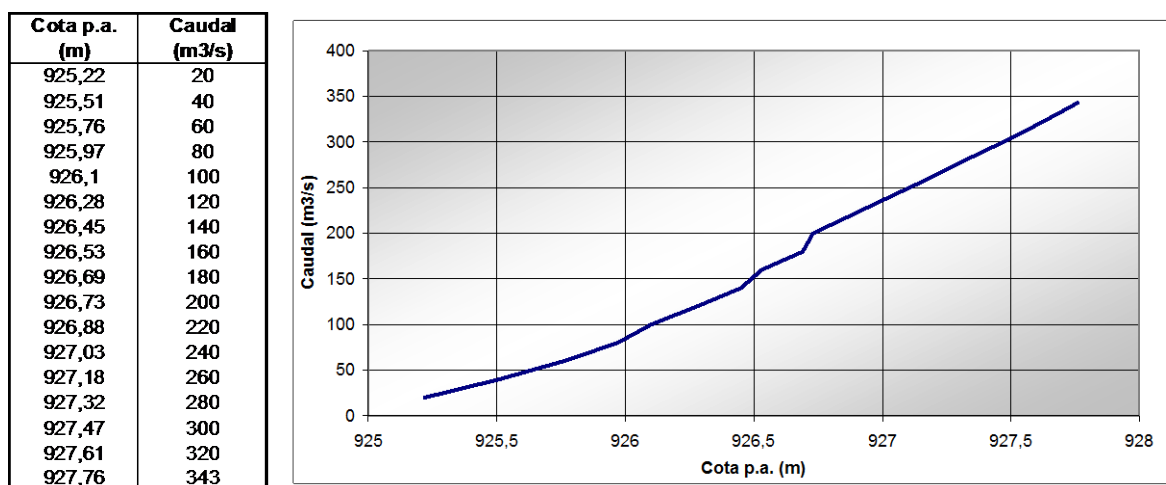


Figura 2.- Curva H-Q en el eje de obra – Situación sin proyecto

Se ha considerado que la curva H-Q así determinada habrá de comportarse como la “curva de restitución” una vez construida la obra.

Para la selección de la **cota del Vertedero de Servicio**, definida en **925,50 m.s.n.m.**, se buscó una solución de compromiso entre la cota mínima de la sección natural del cauce y la máxima altura que permite el aprovechamiento de la capacidad reguladora máxima del embalse y que, para la crecida máxima considerada (R=10.000), permite la definición de una longitud de vertedero similar al ancho del cauce principal en el sitio.

Definidos los niveles de operación normales y las cotas de cresta del vertederos de servicio y del vertedero auxiliar, las longitudes de ambas estructuras se definieron a partir del estudio del paso de crecidas de recurrencia diversa, hasta la máxima de 10.000 años.

Dado el escaso rango de alturas del Lago Fontana con que se desarrollan las crecidas de diversa magnitud, la condición de diseño impuesta fue la de lograr el paso de la crecida de proyecto sin sobre elevar el nivel natural del lago para la misma crecida.

Asignando longitudes de 40 metros, iguales para ambos vertederos, y con las compuertas totalmente abiertas, se ha evaluado el paso del caudal máximo para 10.000 años de recurrencia, alcanzando frente a la obra una carga equivalente a 928,22 m.s.n.m. sin producir

un remanso de magnitud suficiente para elevar el nivel del lago por encima del nivel 928,37 m.s.n.m. calculado para el evento. En estas circunstancias, el vertedero de servicio erogaría un caudal de $286 \text{ m}^3/\text{seg}$, mientras que el vertedero auxiliar estaría erogando un caudal de $53 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Se ha verificado además el funcionamiento del sistema para una situación de crecida máxima de proyecto y falla completa en la operación de una de las compuertas, arribando a una carga máxima de 928,40 m.s.n.m. similar al nivel del lago para el evento, con caudales de $267 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $76 \text{ m}^3/\text{seg}$ por vertedero de servicio y auxiliar respectivamente.

MEMORIA DESCRIPTIVA DE LAS OBRAS QUE INTEGRAN EL PROYECTO

Se describen a continuación las características principales de cada una de las obras que integran el sistema del azud según el esquema presentado.

Aliviadero de servicio

El principal componente operativo de la obra proyectada es el aliviadero de servicio del azud, que hará efectiva la regulación de caudales por medio de un vertedero con compuertas seguido de un cuenco de disipación de los excedentes de energía de la corriente.

Se encuentra próximo a la margen izquierda de la obra y cuenta con un vertedero de 48 metros de longitud total y capacidad para descargar un caudal de $286 \text{ m}^3/\text{s}$, en correspondencia con la crecida decamilenaria, a través de cinco compuertas radiales de acero de 8,00 m de ancho y 3,70 m de altura. La cota de la cresta del vertedero es 925,50 m.s.n.m. y presenta del lado aguas arriba un paramento vertical de 1,10 m. de altura.

El vertido sobre la presa se ha previsto con lámina adherida al paramento y su descarga a la salida del cuenco disipador de energía será coincidente con la posición del cauce principal actual, para el logro de una buena restitución al río. La forma del cuenco es rectangular, con la solera a cota 924.4 m y una longitud total de 15 m. medidos desde el pie del vertedero.

La obra civil se ha proyectado íntegramente en hormigón armado, con las condiciones necesarias para el alojamiento y soporte de sus elementos hidromecánicos y el puente carretero a apoyar sobre las pilas.

Considerando la longitud total de vertedero necesaria y aspectos tales como el lugar de emplazamiento de las obras, sus facilidades de acceso y la magnitud y equipamiento que habrá de requerirse para su ejecución, se ha definido un módulo de 10 metros que, con pilas de 2,00 metros de ancho, definen vanos de vertedero de 8,00 metros de longitud.

En consecuencia, el vertedero de servicio se hallará formado por 5 módulos con vanos de 8,00 m, equipados con compuertas radiales, totalizando los 40 m de longitud de vertido requeridos. Habiendo sido ubicada la cota de la cresta del vertedero a cota 925,50 m.s.n.m., se adoptó un nivel de calzada del puente a 931,90 m.s.n.m. a efectos de ubicar las compuertas por debajo de la plataforma del puente.

Por delante de cada compuerta se previeron recatas para ubicar la correspondiente ataguía a los fines de inspección y mantenimiento. Para la operación de las ataguías se optó por una Grúa Pórtico.

La ubicación del gorrón de las compuertas quedó definida por:

1. Que la componente del empuje hidrostático sea la mas horizontal posible a los fines de reducir al mínimo el empuje hacia arriba en el anclaje del gorrón.
2. Que el gorrón quede por arriba de la lámina vertiente máxima y en lo posible del máximo nivel de restitución.

3. Que el borde superior de la compuerta abierta quede por debajo de las vigas del puente.

Analizadas varias alternativas que dieran cumplimiento a las condiciones anteriores, se optó por ubicar la ataguía en la cresta del vertedero, con lo que se logra su mínima altura, y el apoyo de la compuerta desplazado aguas abajo de modo de que la geometría del paso hidráulico sea más apta para el escurrimiento con pequeño ángulo de abertura de la compuerta. Se dejó además entre compuerta y ataguía un espacio mínimo de un metro de ancho para inspección y mantenimiento de ambas.

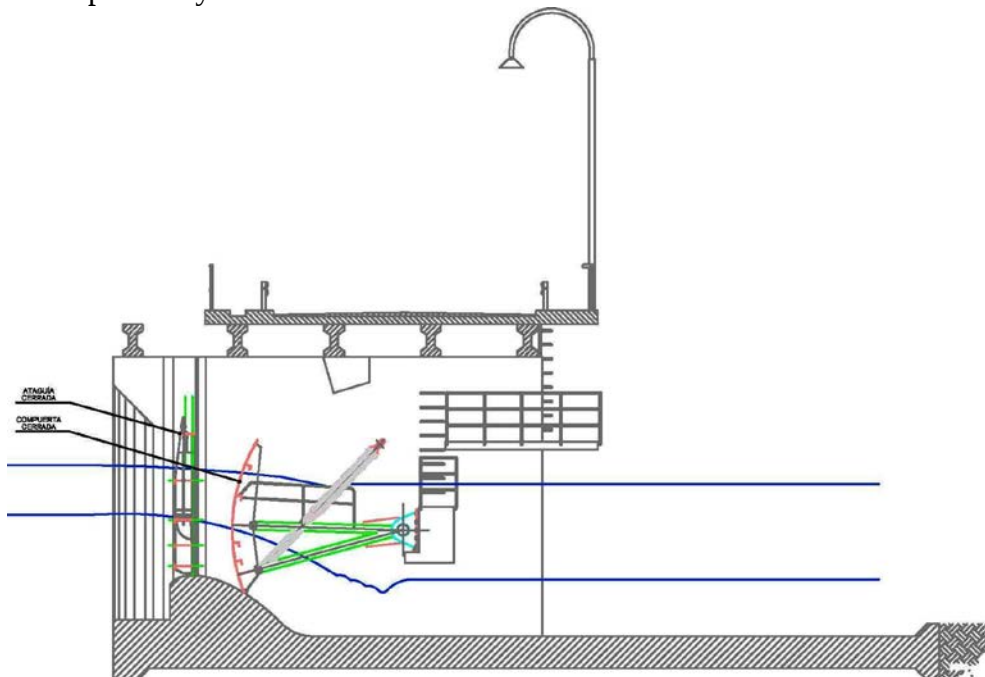


Figura 3.— Corte típico de la Presa de Regulación en el Aliviadero de Servicio

Con la disposición adoptada, el gorrón de la compuerta permanecerá prácticamente todo el tiempo por sobre el nivel de restitución, ya que se halla por encima del nivel de restitución de recurrencia cincuentenaria ($R=50$ años). En el caso eventual de que el nivel del gorrón sea superado circunstancialmente por una crecida superior a la antes mencionada, no resultará perjudicado, ya que el mismo se diseñará para tal eventualidad.

Aliviadero auxiliar

Su función es el alivio de excedentes cuando la carga hidráulica sobre el vertedero de servicio supera los 2,02 m. de altura, en coincidencia con la cota máxima natural del Lago Fontana para una crecida de 50 años de recurrencia.

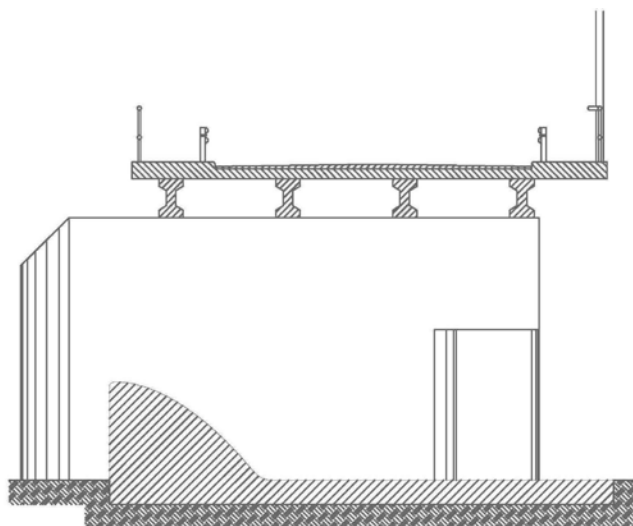


Figura 4.– Corte típico de la Presa de Regulación en el Aliviadero de Auxiliar

Esta parte de la obra se desarrollará sobre la planicie ubicada en margen derecha del cauce principal, y estará constituida por un vertedero de hormigón armado con su cresta a cota 927,52 m.s.n.m. compuesto por 5 tramos de 8,00 m. de longitud, con un desarrollo en planta curva.

El diseño de la cresta prevé el escurrimiento con lámina adherida, seguido de una solera que protegerá la salida de la corriente hacia el cauce en la restitución. No se ha previsto la construcción de una estructura de disipación de energía especial para este sector de la obra, verificando las condiciones hidráulicas de ahogo de la lámina vertiente impuestas por la curva de restitución (H-Q) en el rango de caudales totales que escurrirán por el río en condiciones de funcionamiento del aliviadero auxiliar.

Presa de materiales sueltos

Entre la estructura de hormigón del aliviadero auxiliar y el extremo de la obra sobre margen derecha se emplazará una presa de materiales sueltos de sección homogénea.

El cuerpo de la presa estará compuesto por los suelos de origen glacifluvial que se disponen como terraza alta en la margen derecha del río.

Ambos taludes se revestirán con protecciones, contra el oleaje en el caso del talud de aguas arriba y para defensa frente a la erosión pluvial sobre las fracciones finas del material de presa, en el talud de aguas abajo.

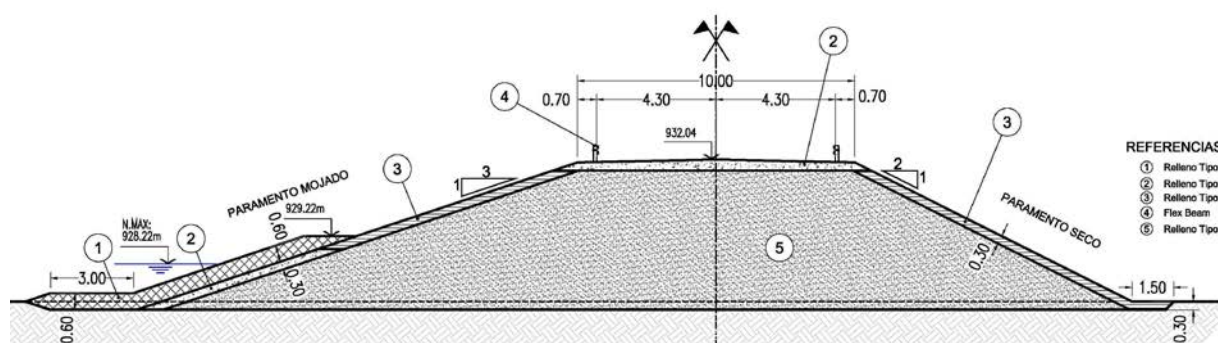


Figura 5.– Sección de la Presa de Materiales Suelos

Las protecciones consistirán en un enrocado de piedras volcánicas, colocadas sobre un colchón de grava y arena fluvial en el primer caso y en grava gruesa y rodados extraídos del cauce del río, en el restante. Los dos recubrimientos se prolongarán en los pies de los taludes, dándoles continuidad en el cauce del río. Los taludes tendrán pendientes de 3H:1V en el paramento mojado y de 2H:1V en el paramento seco.

La presa tendrá un ancho de coronamiento de 10 m, para disponer de dos vías de circulación vehicular en el acceso al puente, así como la inclusión de banquetas reducidas y barandas metálicas. El coronamiento tendrá una pendiente transversal del 2% en ambos sentidos a partir del eje y una cota de 931,90 m, empalmando a ese mismo nivel con el puente carretero de hormigón proyectado sobre los aliviaderos.

Equipamiento Hidromecánico

Compuerta Radial

Tanto en la compuerta radial como en la ataguía se ha considerado conveniente establecer una revancha sobre el nivel de embalse de modo de asegurar que en condiciones de oleaje, no se produzca el vertido por sobre ellas. Esta revancha se estableció en 0.50m.

Como ya se mencionó, se ha ubicado el gorrón de modo que estando la compuerta totalmente abierta, su borde superior queda aproximadamente a nivel del coronamiento de las Pilas.

Esta disposición permitirá poder mantener la compuerta en posición de apertura máxima, a los fines de mantenimiento, suspendiéndola de adecuados doggings ubicados sobre las pilas, independizándose así de sus servos de accionamiento.

Se ha fijado en 4,25 m el radio del escudo y su umbral se apoyará aproximadamente a 1,20 m aguas abajo del eje del labio del vertedero.

Las compuertas se elevarán por medio de dos servomotores oleohidráulicos los que además serán aptos para mantenerlas en cualquier posición de abertura parcial. Serán accionados desde una central hidráulica ubicada en un edificio “Casa de Máquinas”, ubicado sobre margen izquierda; el que asimismo albergará los servicios de potencia requeridos por el cierre. El cierre de la compuerta se hará por peso propio mediante la liberación controlada del fluido hidráulico de los servomotores.

Ataguía

Se considera que para atender a los cinco vanos serán suficientes dos ataguías.

No se estimó conveniente hacer la ataguía en dos paños, ante la posibilidad de que se produzcan cruzamientos de ellos en sus recatas durante las operaciones de descenso e izado. La relación ancho-alto del pasaje hidráulico es desde este punto de vista muy desfavorable.

Las ataguías permanecerán almacenadas en el borde superior de sus recatas, suspendidas por medio de doggings ubicados a nivel del coronamiento de las pilas.

Grúa Pórtico

Correrá a lo largo de los cinco vanos sobre rieles carrileros, de ellos uno lo hará sobre una viga propia ubicada aguas arriba del cierre a 1.50 m, de la cresta del vertedero y el otro sobre el puente carretero con su “hongo” al mismo nivel que la calzada.

Cuando no se la utilice (la mayor parte del tiempo) la Grúa Pórtico permanecerá estacionada, anclada a sus rieles próxima a la Casa de Máquinas. En estas condiciones el puente carretero quedará totalmente despejado. En el caso de estar la Grúa Pórtico trabajando sobre el puente, igual quedará un gálibo libre de aproximadamente cinco metros, más que suficiente para una circulación restringida.

Escala de Peces

Se ha proyectado la escala de peces de tal forma que el control del flujo alcanzado, empleando dispositivos de disipación de la energía del agua que fluye, permita mantener velocidades compatibles con las capacidades de los peces que migran.

La escala de peces será tipo estanque-vertedero, consistente en un canal inclinado con vertederos regularmente espaciados, situados cada uno de ellos levemente por encima del el que está inmediatamente debajo. A través de este mecanismo, se disipa la energía del agua y las velocidades son controladas. Los peces ascienden de estanque a estanque saltando o nadando sobre los vertederos. Así se forma una serie de paso con estanques que fraccionan el salto a franquear y que permiten que los individuos realicen paradas en los ascensos.

El diseño de la obra asegura pendientes inferiores al 15% para que el animal no desista en su cometido, y los estanques que se disponen en la trayectoria permitirán que el pez no pierda el terreno ganado en caso de alcanzar un nivel alto de fatiga.

Por otra parte, atendiendo recomendaciones para el diseño, se ha procurado que el caudal que circulará por el paso de peces guarde una relación de entre el 1 y el 5% con a los caudales del río en períodos de migración.

La escala de peces se ubicará sobre la margen derecha del cauce principal del Río Senguerr, correspondiendo en la presa a la zona comprendida entre el aliviadero de servicio y el aliviadero auxiliar.

Teniendo en cuenta las recomendaciones existentes respecto de la geometría de la escala de peces y de las especies correspondientes al caso del Río Senguerr, se optó por una estructura hidráulica compuesta tipo estanque-vertedero - escotadura vertical, con vertido libre. La misma fue elegida debido a que su mayor ventaja es soportar variaciones importantes del nivel de agua, admitiendo una gama considerable de caudales, siendo las condiciones de velocidad y turbulencia muy estables.

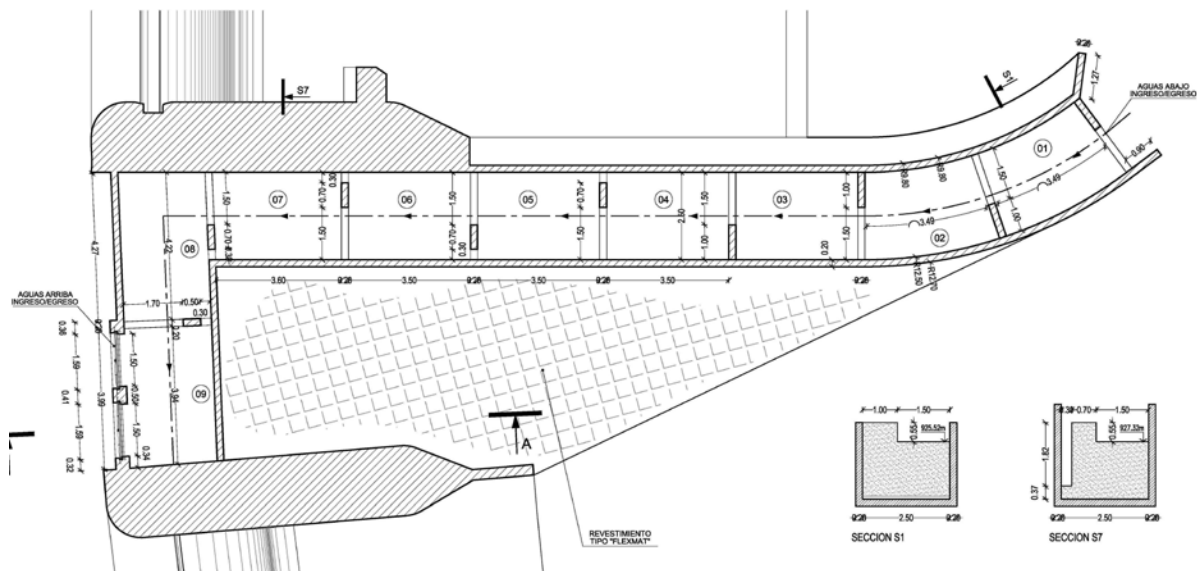


Figura 6.- Escala de Peces

La planta de la escala tendrá forma de “L”, con la parte superior paralela al eje de la presa y la inferior siguiendo la margen derecha del río hasta su encuentro con éste. Se adoptó una pendiente del 8%, siendo la diferencia de niveles de aproximadamente 2,90 metros.

Asimismo, se llegó a un caudal de diseño que varía entre 1,35 y 0,55 m³/s, según las variaciones de nivel del embalse. Considerando que el caudal habitual se encuentra entre los

40 y 100 m³/seg, el caudal de diseño se halla en el rango de proporcionalidad que permite que la escala de peces sea adecuada a las dimensiones del río.

El rebalse entre cada estanque se hará efectivo a través de un vertedero rectangular y de una escotadura vertical, de 1,50 m. de altura y 0,30 m. de ancho respectivamente. Ambos vertederos funcionarán cuando los niveles del lago oscilen en el intervalo de cotas 927,52 m. y 926,77 m. Para niveles inferiores a estos últimos solamente funcionará la escotadura vertical.

Además, las dimensiones de cada estanque (2,50 m. de ancho x 3,50 m. de largo por 1,85 m. de profundidad media) permiten disipar una potencia menor a la máxima admisible (200 w/m³) que puede vencer la especie de diseño.

Considerando que las especies migradoras tienen velocidades óptimas de nado entre 2,0 y 2,4 m/s se adoptó un desnivel máximo de 0,30 m. que induce una velocidad máxima del chorro de agua compatible con la capacidad natatoria de las peces.

Dado que el embalse experimenta variaciones de nivel, se diseñó una cabecera con una sección de regulación que permita el control del caudal de ingreso. Esto se llevará a cabo por medio de dos compuertas situadas en el tabique lateral de la artesa superior. Las dimensiones de las compuertas, de 1,50 m. x 1,60 m. permitirán que el caudal de ingreso no genere velocidades que superen la velocidad óptima de nado de los peces.

Con el propósito de la protección del paso de cuerpos flotantes, se dispondrán, delante de las compuertas, rejas con barrotes lo suficientemente espaciados (20 cm) para permitir el paso de peces de gran porte.

Puente Carretero

Sobre la estructura de descarga de la presa de regulación Nacimiento del río Senguerr, se ha decidido la construcción de un puente, fundamentalmente de uso carretero, que unirá ambas márgenes.

Esta estructura también cumplirá una función importante relacionada con los trabajos de operación y mantenimiento de las estructuras de descarga, especialmente en el sector de los vertederos controlados con compuertas, permitiendo el desplazamiento de la grúa pórtico la que estará destinada a la operación de las ataguías y el acceso a las pilas de los vertederos.

El puente estará apoyado sobre las pilas que dividen a los vertederos de descarga del azud, y estará conformado por once tramos de diez metros de luz cada uno.

La superestructura del puente carretero, estará compuesta por una losa de hormigón armado de veinte centímetros de espesor, sobre la que se dispondrán tres zonas de circulación.

La primera zona, ubicada en el sector aguas arriba de la estructura de descarga, consistirá en una vereda peatonal de sesenta centímetros de ancho, provista de su correspondiente baranda de protección, y dispuesta respecto de la calzada con un nivel quince centímetros superior.

Sobre esta zona, se dispondrán tapas removibles en coincidencia con las pilas de los vertederos, que permitan el acceso a las escaleras de mantenimiento.

La segunda zona ubicada en cota 931.90 m., estará destinada a la circulación vehicular, contará con un ancho de calzada de seis metros. Sobre esta misma zona se ha previsto la circulación eventual de la grúa pórtico que se destinará a la operación de las ataguías de las compuertas de sector que controlan los vertederos de los cinco primeros vanos sobre margen izquierda. En el caso del accionamiento de la grúa pórtico la calzada de circulación quedará reducida a cinco metros y medio aproximadamente.

La tercera zona, ubicada en el sector de aguas abajo de la estructura de descarga, estará compuesta por una vereda peatonal de sesenta centímetros de ancho, contará con la correspondiente baranda de protección, y estará ubicada a un nivel quince centímetros superior al nivel de la calzada de circulación vehicular.

Casa de Máquinas

El control de erogación sobre el vertedero será realizado desde la casa de máquinas que se construirá próxima al área de estacionamiento de la grúa, sobre la margen izquierda del embalse y aguas arriba de la presa de regulación. Se trata de una pequeña edificación de 40 m², donde se hallará, además del equipamiento oleohidráulico para el mando de las compuertas radiales, los tableros eléctricos generales y un equipo de generación de energía eléctrica auxiliar de 100 KVA de potencia, que funcionará en caso de corte del suministro eléctrico a través de la línea de media tensión

Línea de Media Tensión de 13.2 kV y Subestación Transformadora de Rebaje

La línea, de 15 km de longitud, se alimentará desde la estación transformadora elevadora de la Minicentral Hidroeléctrica Lago Fontana, cuyo proyecto tiene prevista una salida a tal fin. El punto final se ubicará sobre la margen izquierda del Río Senguerr en cercanías de la casa de máquinas de la presa de regulación. De este punto nacerá además el tendido de un cableado subterráneo de 13.2 kV con los que se efectuará el cruce del Río Senguerr a través del coronamiento de la presa de regulación. Del extremo de estos cables se alimentarán las líneas que se construyan para alimentar los potenciales usuarios de la margen Sur del Lago Fontana y servirán, en una próxima etapa, para vincular con el sistema interconectado del sudoeste.

Se ha previsto la construcción de una subestación transformadora aérea (S.E.T.A.) de rebaje de 100 kVA de potencia nominal. La misma será trifásica, sobre plataforma de madera, de 13.2 kV de tensión primaria y 0,4/0,23 kV de tensión secundaria.

DESVÍO DEL RÍO

Etapas I

En una primera etapa se ha previsto la construcción del sector inferior del aliviadero auxiliar sobre la terraza fluvial de margen derecha, previendo que para ello no será necesario un bombeo de achique para el control de filtraciones. Al efecto, cabe destacar que la cota de fundación prevista para este sector de la obra se corresponde con la cota del pelo de agua en el río para un caudal de 40 m³/seg.

La construcción a realizar en esta etapa alcanza una losa de hormigón armado de 0,40 m. de espesor con su cara inferior a cota 925,50 m. y su cara superior a cota 925,90 m. Quedarán saliendo de la estructura de hormigón las armaduras que servirán de vinculación para el hormigonado del vertedero auxiliar y sus pilas.

Completa la obra de HºAº de la primera etapa la zona inferior de la pila extrema izquierda y el muro de ala que conforma el estribo de margen derecha sobre la presa de materiales sueltos proyectada, hasta la cota 927,50 m.

Etapas II

Una vez ejecutada la parte de la obra indicada se realizará el desvío del río para su paso por encima del sector inferior del aliviadero auxiliar, construido en HºAº en la etapa anterior.

Para ello se construirá, durante el período de estiaje, un terraplén continuo para la conformación de un recinto seco destinado a la ejecución de las obras del aliviadero de servicio, sobre margen izquierda.

El terraplén estará conformado por suelo glacifluvial proveniente de yacimientos de ambas márgenes, y rodeará el sector destinado al aliviadero indicado, con sus dos extremos prolongados hasta encontrar el talud natural de la ladera en la margen izquierda. Tendrá un ancho de coronamiento de 4,50 m. y taludes 2H:1V, que se levantarán hasta la cota 927,50 m.

La cota de coronamiento de la ataguía de desvío del río presenta una revancha de 0,80 m por encima de los niveles de escurrimiento calculados para una crecida del período de estiaje de

20 años de tiempo de recurrencia ($Q = 88 \text{ m}^3/\text{seg}$), verificando que la misma se reduce a 0,70 m para un tiempo de recurrencia de 50 años ($Q = 103 \text{ m}^3/\text{seg}$).

Cabe destacar que el paso del río por el sector indicado no impedirá las tareas de construcción de la presa de materiales sueltos, que se materializará en un sector en que las cotas del terreno natural son superiores a las del pelo de agua esperado en el desvío. Por lo tanto, no será necesaria la construcción de un terraplén sobre el extremo derecho del aliviadero auxiliar para aislar el sector destinado a la presa de materiales sueltos.

En esta etapa, durante la excavación y hormigonado de las estructuras componentes del aliviadero de servicio, serán necesarias tareas de bombeo de achique para el control de filtraciones de magnitud considerable.

La construcción prevista durante esta etapa alcanza a las estructuras de HºAº del aliviadero de servicio y el muro de ala del estribo izquierdo de la presa, hasta alcanzar la cota 927,50 m.

Etapa III

Completada la etapa anterior, se procederá al retiro del terraplén de desvío y la adecuación del cauce aguas arriba de la obra para devolver el paso de las aguas al trazado del cauce principal, pasando por sobre las estructuras de HºAº del aliviadero de servicio.

Todas las obras a realizar pendientes de ejecución se hallarán, a esta altura de los trabajos, fuera del alcance de las aguas en condiciones normales o de crecidas de hasta 50 años de recurrencia, sin necesidad de protección alguna.

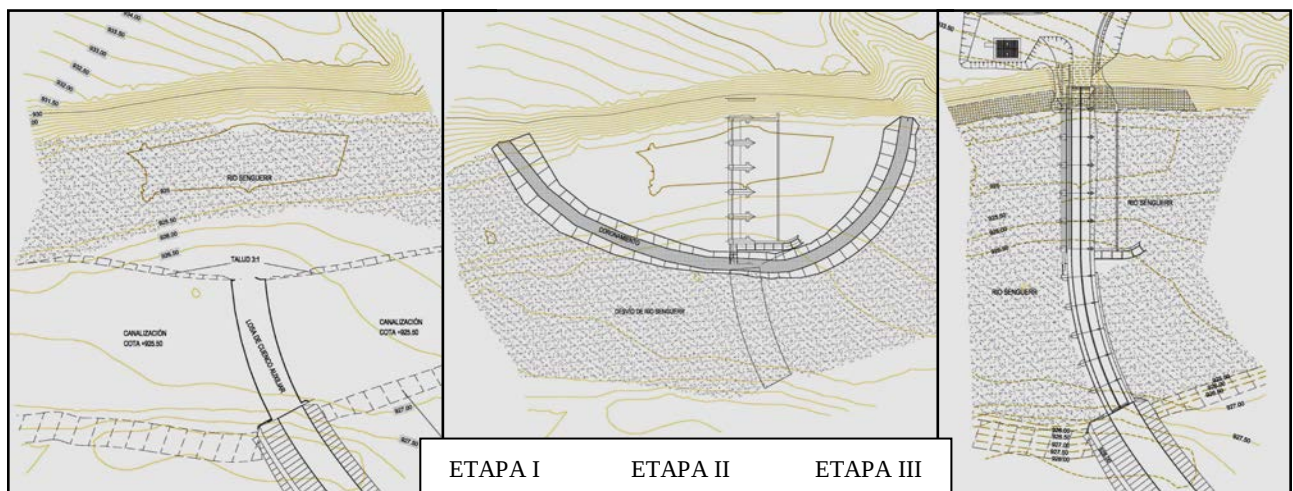


Figura 7.– Desvío del Río Senguerr en Etapa de Construcción

ASPECTOS AMBIENTALES DESTACADOS

El proyecto se destaca por su concepción basada en criterios de preservación de las condiciones ambientales del medio. La oportuna consideración de la variable ambiental ha dado como resultado un proyecto que, en sus acciones de carácter permanente, no hace previsible la producción de efectos negativos de consideración.

En consecuencia, las medidas de mitigación habrán de reducirse a las propias derivadas de la etapa de construcción de las obras, cuyo diseño las hace escasamente relevantes.

En la Etapa de Construcción, las acciones de mayor impacto sobre el medio físico serán las correspondientes a la intervención del cauce del Río Senguerr, que deberá pasar por una etapa de desvío programado sin mayores complicaciones. Cabe destacar que, por la reducida diferencia de niveles de agua que podrán registrarse entre ambos lados de la obra y las

características del material que conforma el lecho, no será necesaria la ejecución de tratamiento alguno bajo las superficies de apoyo de las estructuras.

El resto de los trabajos, de pequeña escala en la ejecución de los accesos carreteros y obras de hormigón, generarán impactos típicos y normales en este tipo de obras, debiendo contar durante la etapa de ejecución con una adecuada planificación de la gestión ambiental correspondiente.

En la Etapa de Operación se registrarán los principales impactos, de carácter permanente. Entre los positivos están aquellos que constituyen los objetivos del Proyecto, de tipo Social y Económico, incluyendo los derivados del control de las crecidas, de la mayor disponibilidad de agua en temporada de riego y de la nueva infraestructura vial y de distribución de energía eléctrica.

Respecto de los impactos negativos del Proyecto, solo podría considerarse relevante el visual producido por la nueva infraestructura sobre el paisaje. Al respecto, la ubicación, el diseño y la magnitud de las obras proyectadas han procurado reducir este impacto al mínimo, admitiendo que tampoco puede ser totalmente evitado en el contexto de desarrollo perseguido. Cabe mencionar además como potencial impacto negativo, siendo un efecto recurrente y de consideración en la creación y operación de embalses, el potencial efecto que pudiere derivar de la modificación estacional de niveles en el Lago Fontana sobre las comunidades bentónicas en su franja de oscilación natural. Sobre el particular, vale aclarar que la franja afectada es muy estrecha, en general de fuerte pendiente, y se halla naturalmente batida y golpeada por el oleaje y los vientos propios de la zona. En este marco, no se considera relevante la potencial ocurrencia de tal impacto.

Resumiendo, las medidas destinadas a la protección del medio ambiente forman parte integrante del proyecto de las obras, y las actividades asociadas a su ejecución contarán por ese lado con las condiciones necesarias para el desarrollo social y económico sostenible

CONCLUSIONES

La elaboración del Proyecto de Presa de Regulación Nacimiento del Río Senguerr se basa en criterios de desarrollo claramente identificados con una concepción de Planeamiento Ambiental Estratégico, satisfaciendo adecuadamente sus objetivos específicos relacionados con la gestión hídrica de la cuenca y el desarrollo de infraestructura vial y de servicios.

La acción combinada de un Aliviadero de Servicio controlado por compuertas radiales con un Aliviadero Auxiliar sin control a mayor altura otorgan excelentes prestaciones para la regulación de los aportes de la cabecera de cuenca y el control de crecidas dentro de la franja de alturas de oscilación natural del Lago Fontana.

El Proyecto integra un conjunto de obras de pequeña magnitud y considerable sencillez para su ejecución, destacándose la mínima necesidad de intervención en el lecho del Río Senguerr para su fundación.

El Impacto Ambiental esperado de la ejecución del Proyecto no solo arroja un balance netamente positivo basado en su fuerte contribución al desarrollo económico y social de una gran área de influencia. Los efectos negativos previstos se hallan limitados a los de efecto transitorio, propios del período de construcción, y a los muy escasos que pudieren derivar de la modificación estacional de niveles en el Lago Fontana sobre las comunidades bentónicas en su franja de oscilación natural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco** (2007). “Presa de Regulación Nacimiento del Río Senguerr – Chubut”. Proyecto Ejecutivo. Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación.
- [2] Agua y Energía Eléctrica** (1979) - “Estudio Integral del Río Senguerr - Prefactibilidad”
- [3] Iatasa-Conetec-Egasat** (1982) – “Estudio de Factibilidad de Microaprovechamientos Hidroeléctricos”. C.F.I. – Provincia del Chubut
- [4] Estudio Guillermo Malinow y Asociados** (2000) – “Posibles Medidas Alternativas a Nivel de Inventario para Disminuir el Impacto ante Situaciones Extraordinarias en la Cuenca del Río Senguerr”
- [5] Dirección General de Coordinación y Ordenamiento Territorial** (2006) – “Plan Estratégico de Infraestructura”. Provincia del Chubut.
- [6] SAINZ-TRÁPAGA, J.** (2005) - “Programa de Integración Energética Provincial - Bases para el Plan de Desarrollo de los Sistemas de Transmisión en Media Tensión en el Interior Provincial”. Dirección General de Servicios Públicos. Provincia del Chubut.

DISEÑO Y TRAZA ÓPTIMA DE TUBERÍA PORTA-LATERALES EN SECTORES DE RIEGO POR GOTEO DE ALTA COMPLEJIDAD.

Schilardi, Carlos¹; Aliod, Ricardo²; Zorilla, Fernando², Morábito, José^{1y3}

1 Facultad de Ciencias Agrarias, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.

2 Universidad de Zaragoza, EPSH, Huesca, España.

3 Instituto Nacional de Agua, Mendoza, Argentina.

Almirante Bown 500, Chacras de Coria, Luján de Cuyo, Mendoza, Argentina. CP: 5505 Tel: 4135010 int: 1217

E-mail: cschilardi@fca.uncu.edu.ar - Web: <http://www.fca.uncu.edu.ar>

RESUMEN

El diseño óptimo de los sistemas de riego a presión garantiza su adecuada rentabilidad y optimiza el uso del agua y la energía en la agricultura. Los diseños agronómico-hidráulicos recurren a la utilización de emisores turbulentos, que en la mayoría de las situaciones de campo necesitan diseños de laterales alimentados por un punto intermedio (partidos) condicionando el diseño de traza y dimensionado de la tubería porta-laterales (secundaria). En los últimos 25 años varios autores han propuesto diferentes métodos para determinar el punto de alimentación más favorable. Muchos de estos métodos solo son útiles para condiciones particulares de terreno en pendientes uniformes; y dejan sin resolver el diseño de traza y dimensionado de toda la tubería secundaria que alimenta a los laterales del sector. El presente trabajo desarrolla una nueva metodología para el diseño automático de la traza y dimensionado óptimo de la tubería secundaria de un sector de riego de topología arbitraria, que incluye la posibilidad de alimentar los laterales por puntos intermedios. Se ilustra, con tres casos de aplicación complejos, su utilidad práctica. Los resultados obtenidos se han implementado dentro del módulo de diseño de riego por goteo en parcela, en el paquete informático GESTAR, brindándole una nueva funcionalidad avanzada.

Palabras Clave: laterales partidos, diseño hidráulico, simulación hidráulica

ABSTRACT

The optimum design of pressure irrigation systems guarantees its adequate profitability and optimizes the use of water and energy in agriculture. The agronomic-hydraulic designs use turbulent emitters, which in most field situations require lateral designs fed by an intermediate point, conditioning the layout design and dimensioning of the secondary pipeline. In the last 25 years, several authors have proposed different methods to determine the most favorable feeding point. Many of these methods are only useful for particular terrain conditions on uniform slopes; and leave unresolved the design of trace and dimension of the entire secondary pipe that feeds to the sides of the sector. The present work develops a new methodology for the automatic design of the trace and optimum dimensioning of the secondary pipeline of an irrigation sector of arbitrary topology, which includes the possibility of feeding the lateral ones by intermediate points. It illustrates, with three complex application cases, its practical utility. The results obtained have been implemented within the drip irrigation design module, in the GESTAR software package, providing a new advanced functionality.

Keywords: paired laterals, hydraulic design, hydraulic simulation

INTRODUCCIÓN

El diseño óptimo de los sistemas de riego a presión garantiza su adecuada rentabilidad y optimiza el uso del agua y la energía en la agricultura. Para ello frecuentemente los diseños agronómico-hidráulicos recurren a la utilización de emisores turbulentos, que en la mayoría de las situaciones de campo necesitan diseños de laterales alimentados por un punto intermedio (partidos) que condicionan el diseño de traza y dimensionado de la tubería porta-laterales (secundaria).

En los últimos 25 años varios autores han propuesto diferentes métodos para el cálculo de laterales pareados: **1) Método de la presión mínima:** Keller and Bliesner (1990) definieron que la mejor ubicación de la tubería secundaria (BMP, Best Manifold Position), es el lugar donde se produce la misma presión mínima en el lateral a favor y en contra de la pendiente, subsecuentemente desarrollaron un método gráfico y uno analítico. Jiang and Kang (2010) desarrollaron un método analítico para el diseño de laterales partidos que permite alcanzar la variación de caudal requerida en terrenos con pendiente, basados en la definición de BMP dada por Keller and Bliesner (1990), utilizando la aproximación de la línea del gradiente de energía (Wu, 1975, 1992; Wu and Gitlin, 1975; Wu et al., 1986). Baiamonte et al. (2015) desarrolló una aproximación analítica para condiciones de pendiente uniforme según la definición de BMP de Keller and Bliesner (1990); **2) Método de la máxima uniformidad:** Kang and Nishiyama (1996a) determinaron la ubicación de BMP donde se produce la máxima uniformidad para el caudal nominal requerido del emisor, utilizando el método de los elementos finitos. (Gill et al. 1989; Liu and Meng 1986). Wang (2010) desarrolló un método utilizando algoritmos genéticos, obteniendo resultados muy similares a los obtenidos por Kang and Nishiyama (1996a, 1996b); **3) Método de la presión media:** Juana et al (2004) sugirieron que cuando la presión media a ambos lados de los laterales pareados se mantienen iguales, la distribución de presiones no difiere significativamente, siendo el caudal medio similar. Wu et al (2015) propusieron un método analítico para pendientes uniformes, basados en que la ubicación de BMP estaría donde se encuentra la misma presión media del emisor en el lateral a favor y en contra de la pendiente; utilizando para ello el método de la aproximación de la línea del gradiente de energía; **4) Método del caudal promedio:** Burt and Styles (2011) definieron BMP donde se produce el mismo caudal promedio en el lateral a favor y en contra de la pendiente, desarrollaron un programa informático para el cálculo de BMP. Zhan (2012) desarrolló un procedimiento analítico, identificando BMP, con este criterio del caudal promedio.

Muchos de estos métodos solo son útiles para condiciones particulares de terreno en pendientes uniformes; y dejan sin resolver el diseño de traza y dimensionado de toda la tubería secundaria que alimenta a los laterales del sector. Además, las herramientas informáticas desarrolladas suelen tener escasa documentación, encontrarse inaccesibles, sin integración al diseño hidráulico de todo un sistema de riego y sin vinculación a herramientas cartográficas.

El objetivo del presente trabajo es desarrollar una nueva metodología para el diseño automático de la traza y dimensionado óptimo de la tubería secundaria de una subunidad o sector de riego de topología arbitraria, que incluye la posibilidad de alimentar los laterales por puntos intermedios. Para ello, se integra el método de cálculo de alimentación de laterales por punto intermedio propuesto por Keller and Bliesner (1990), con las técnicas de dimensionado óptimo de conducciones y de simulación hidráulica de redes a presión (Estrada y Aliod, 2001;

Gonzalez y Aliod, 2003; Gonzalez, 2006; Aliod y Gonzalez, 2007; Estrada, et al 2009). Se utiliza el método nodal (Estrada, 2000); que integra la simulación integro-diferencial de laterales de riego, con emisión dependiente de la presión (Warrick y Yitayew, 1998; Estrada y Aliod, 2001; Gonzalez y Aliod, 2005; Aliod et al 2015). La metodología resultante se implementará dentro del módulo de diseño de riego por goteo en parcela, en el paquete informático GESTAR, brindándole una nueva funcionalidad avanzada.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para el cálculo de BMP se utiliza el método analítico de la presión mínima propuesto por Keller and Bliesner (1990). Es un método de resolución sencillo, robusto, ampliamente utilizado y ha servido como método de contraste o patrón para el resto de los métodos propuestos para determinar la alimentación de laterales por punto intermedio. En el método analítico propuesto por Keller and Bliesner (1990); la mejor ubicación de BMP se obtiene resolviendo la ecuación resultante de igualar las presiones mínimas del lateral a favor y en contra de la pendiente, solución que depende del desnivel del terreno, como así también de la pérdida de carga del lateral. Para ello se supone una emisión independiente de la presión y para el cálculo de pérdidas de carga de tuberías y laterales se utiliza la fórmula de Darcy-Weysbach, donde: (1) el factor de fricción (f), se determina por la aproximación de Blasius; y (2) para calcular la descarga a lo largo de la tubería o lateral en función del número de goteros se utiliza el coeficiente de reducción de Christiansen (Rodrigo López et al, 1992).

$$\frac{\Delta E_p}{h_{fp}} - 0,36 \left[\frac{\Delta E_p}{h_{fp}} \right]^{1,75} = BMP^{2,75} - (1 - BMP)^{2,75} \quad (1)$$

Dónde:

ΔE_p : desnivel total del lateral, m

h_{fp} : pérdida de carga del lateral, m

BMP : mejor ubicación de la tubería secundaria respecto a longitud total del lateral (% de la longitud total del lateral tomando como origen el nodo de cota más baja del mismo)

El dimensionado óptimo de las tuberías secundarias aplica el método descrito en (González y Aliod, 2003) y (González, 2006); es un procedimiento de dimensionamiento que combina el método de la serie económica mejorada con una normalización de diámetros tipo Labye.

Para la simulación hidráulica del sector de riego se recurre al método del análisis nodal (Estrada, 2000, Estrada y Aliod, 2001; Aliod y González, 2007; Estrada et al 2009), que incorpora un conjunto de técnicas matriciales adaptadas a los sistemas de riego a presión, que permite su simulación y análisis hidráulico-energético cuasi estacionario, e integra la modelización hidráulica integro-diferencial de laterales de riego con emisores, donde el caudal emitido depende de la presión (Warrick y Yitayew, 1998; Estrada & Aliod, 2001; Gonzalez & Aliod, 2005, Aliod et al, 2015).

Como criterio hidráulico para la determinación de la tolerancia de presiones admisibles dentro del sector de riego, se utiliza el método propuesto por Keller and Bliesner, 1990; mencionado por Rodrigo López et al, 1992.

$$\Delta H_s = 2,5 (H_a - H_n) \quad (2)$$

Dónde:

ΔH_s : tolerancia de presiones admisibles del sector para la uniformidad de diseño, m

H_a : presión nominal del emisor, m

H_n : presión mínima, correspondiente al caudal mínimo admisible para la uniformidad de diseño impuesta, m

De esta manera, en un primer paso, en función de la uniformidad de diseño propuesta para el sector de riego y de las características del emisor turbulento seleccionado, se determina la tolerancia de presiones para el sector (Keller y Bliesner, 1990). En función de las tolerancias de presiones se calcula la presión máxima (presión de válvula) y mínima objetivo para el sector.

En un segundo paso, se procede al dimensionamiento óptimo de la tubería secundaria con las técnicas antes mencionadas. Para el caso en que se exceda la tolerancia de presiones admisibles, la metodología procede a definir y graficar sobre la cartografía los puntos de alimentación por puntos intermedios para cada uno de los laterales de riego del sector con la metodología mencionada de Keller y Bliesner, 1990. Para ello, en cada lateral se determina su desnivel topográfico y su pérdida de carga utilizando para ello la ecuación de Darcy-Weisbach integrándola con el factor de Christiansen. (Rodrigo López et al, 1992). En el caso que la pérdida de carga del lateral sea menor a la mitad de la tolerancia de presiones, el punto de alimentación del lateral será su extremo.

Los pasos mencionados, orientan la traza y dimensionado de la tubería secundaria que permitiría alcanzar la uniformidad de diseño objetivo, donde la diferencia de presiones entre la presión máxima y mínima del sector se ubica dentro de la tolerancia de presiones definidas inicialmente. Finalmente se dibuja la traza propuesta sobre la cartografía, se vuelve a dimensionar con las técnicas de dimensionado óptimo mencionadas y se aplican las técnicas de simulación hidráulica para verificar el funcionamiento hidráulico del sector y comprobar la uniformidad de distribución post-diseño del sector de riego.

Se desarrollarán 3 casos ejemplos donde se demostrará la utilidad práctica de la metodología propuesta. Las principales características geométricas y topográficas de los sectores ejemplos, los resultados de la traza y dimensionado de las tuberías secundarias, como así también los resultados de la simulación hidráulica, se integrarán a modelos cartográficos 3D (Surfer, Golden Software Inc.) para una mejor comprensión de sus datos y resultados.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para validar la metodología propuesta y su integración al paquete informático de diseño y simulación GESTAR; se presentan en esta sección tres ejemplos de diseño de sectores de riego que tienen la particularidad de ser parcelas de una propiedad agrícola con viñedos que presentan una alta variabilidad en su topografía y forma geométrica.

La tabla 1 y figura 1, detallan las principales características geométricas y topográficas de los ejemplos de diseño. La utilización de laterales partidos resulta interesante en cultivos vitícolas y frutícolas ya que: 1) Su instalación no interfiere en las labores de cultivo, 2) los emisores

turbulentos suelen valer la mitad que los emisores autocompensados, y 3) los emisores turbulentos normalmente tienen el doble de vida útil que los emisores autocompensados. Estos detalles son de gran peso en aspectos económicos ya que los laterales de riego representan un porcentaje importante de la inversión inicial en un equipo de riego, cercana al 42-45% (Phocaidés, 2000).

La uniformidad de distribución de diseño objetivo para todos los casos fue del 90% y las principales características del emisor seleccionado son: coeficiente de variación de fabricación del emisor, $CV_f = 4\%$, exponente de descarga del emisor, $x = 0,46$, constante de descarga del emisor, $K = 0,70$; resultado una tolerancia de presiones admisibles para los sectores de 3,44 m. La figura 2 detalla el formulario de cálculo para determinar la tolerancia de presiones (Keller y Bliesner, 1990) del sector en el entorno GESTAR; como así también, la ubicación de los puntos intermedios de alimentación más favorables para cada uno de los laterales de riego sobre la cartografía del sector.

Tabla 1.- Características sectores ejemplo bajo estudio.

Variables	Ejemplo 1	Ejemplo 2	Ejemplo 3
Cultivo	Vid	Vid	Vid
Superficie (ha)	2,9117	1,2907	1,4373
Distancia entre Hileras (m)	2	2	2
Distancia entre Plantas (m)	1,2	1,2	1,2
Nº Laterales/hilera	1	1	1
Nº Laterales	96	91	79
Caudal emisor (l/h)	2	2	2
Espaciamiento del emisor (m)	0,60	0,60	0,60
Longitud lateral media (m)	136,35	71,42	90,21
Longitud lateral min (m)	106,89	3,57	2,31
Longitud lateral max (m)	149,35	139,27	141,96
Pendiente media (%)	0,76	1,83	1,70
Pendiente min (%)	0,37	0,79	0,00
Pendiente max (%)	1,07	2,80	2,31

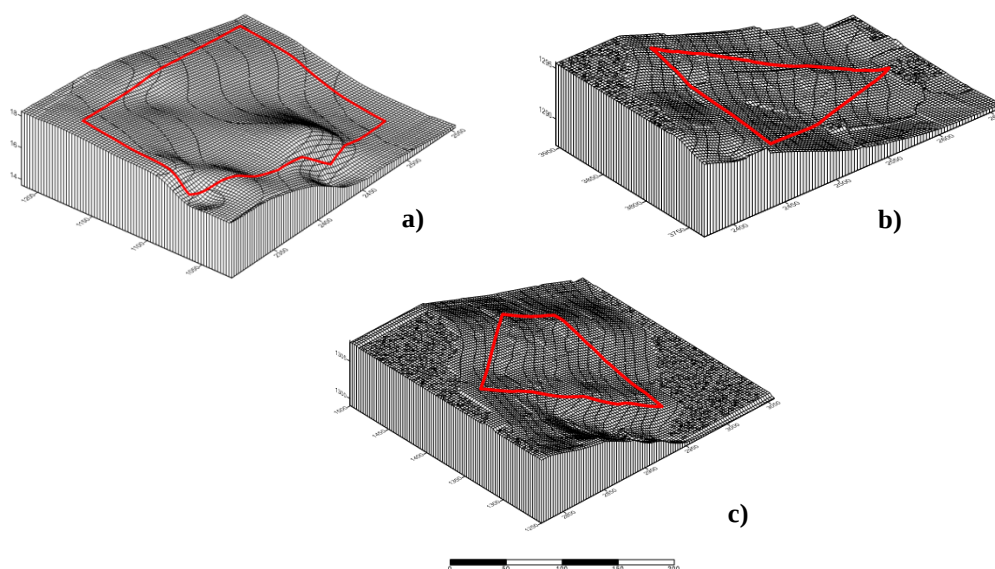


Figura 1.- Cartografía - ejemplos desarrollados: a) Ejemplo 1; b) Ejemplo 2; c) Ejemplo 3.

La Tabla 2 detalla las principales características del diseño hidráulico de las tuberías secundarias en los sectores de riego de los ejemplos desarrollados. Donde; Secundaria Optimizada: indica el trazado de la tubería secundaria resultado estricto de la metodología propuesta; y Secundaria Ajustada: indica el trazado de la secundaria según resultados de la metodología propuesta, incorporando ajustes manuales de traza para simplificar la instalación de tuberías en campo (con su validación posterior por simulación hidráulica). En “Tuberías” se expresa inicialmente el diámetro de tubería en mm y posteriormente su longitud en metros; Ej: 110-26, tubería de 110 mm de diámetro externo y 26 m de longitud; finalmente se detalla el coste total de cada alternativa.

Presión Requerida en el comienzo:

Válvula de Entrada: Cota 0 Presión (m) 17,5 Pérdida de Carga (m) 0 ID Entrada Sector: NU75

Ramal con mayor Requerimiento de Presión: Presión Requerida en el comienzo: (m)

Goteros: Funcionamiento: Autocompensante Turbulento Gotero asignado: NETAFIM $Q = K_d H^x$ N 0,445 Ks 1,05E-07 Q_n (l/h): 1,00 P_n (mca): 8,5

Requerimientos Dimensionado: ☒ Datos Nominales del Gotero configurado ☐ Caudal y Presión definido: P media AC (m) 10 P min AC (m) 5 Criterio Autocompensado P min permitida (m) Q nominal o medio (l/h)

Calcular Presión en Válvula y Presión Mínima en Gotero en función del Coeficiente de Uniformidad: CU (%) 90 Q Med (l/h) P media (m) Q Min (l/h) P min (m) P max (m) Coef. Variación (CV) (%) 0 Tolerancia Presiones= M (P media - P min) M 2,5

$CU = 100 \left(1 - \frac{1,27 CV}{\sqrt{e}} \right) \frac{Q_{min}}{Q_{med}}$ Calcular Tolerancia Presiones Aplicar

Tubería Secundaria: Materiales Disponibles: PEAD PVC PEBD PEHD PVC2 Materiales a Utilizar: Rango Diámetros Interiores: Min Max Rango Presiones de Trabajo: Min Max Criterios: Incremento Presión Estática (m) 0 Velocidad (m/s) 0,5 Velocidad (m/s) 2,5

☒ Caudal Entrada Sector Nominal ☐ Caudal Entrada Sector Simulado después del Dimensionado ☐ Sí ☒ No Cálculo Punto Alimentación: Dimensionar

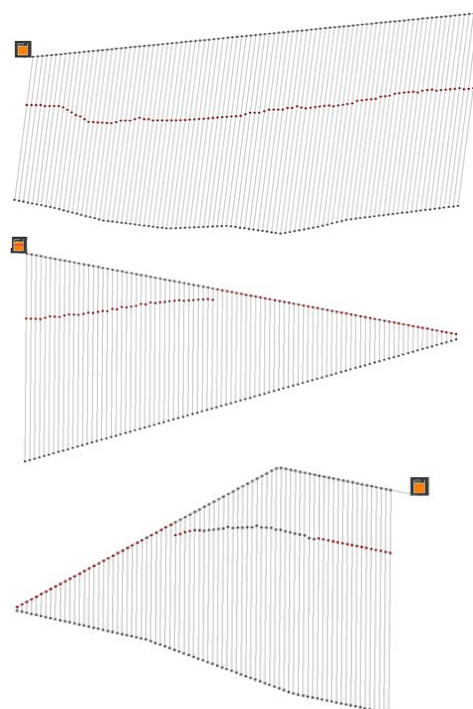


Figura 2.- a) Formulario de entrada de datos en GESTAR; b) Casos Ejemplo: detalle de puntos de alimentación óptimo de laterales de riego (puntos intermedios).

Tabla 2.- Características de diseño hidráulico.

Caso	Secundaria	Tuberías secundarias	Coste €
Ejemplo 1	Optimizada	110-26/90-120/63-56/50-32	525,14
	Ajustada	125-10/110-16/90-109/75-9/63-53/50-29	518,60
Ejemplo 2	Optimizada	63-51/50-141	258,39
	Ajustada	63-44/50-141	248,90
Ejemplo 3	Optimizada	63-42/50-138	258,39
	Ajustada	63-49/50-149	240,59

La Tabla 3 resume los resultados de la simulación hidráulica de los sectores previamente dimensionados para las alternativas de secundaria optimizada y ajustada. Se detallan: CU (coeficiente de uniformidad; Karmeli y Keller, 1978); P_{min} (m): presión mínima del sector; P_{max} (m): presión máxima del sector o presión de válvula de campo; Dif_p (m): diferencia entre presión máxima y mínima del sector; q_{medio} (L/h): caudal promedio del emisor en el sector de riego.

Tabla 3: Resultados de la simulación hidráulica del sector.

Caso	Secundaria	CU (%)	P _{min} (m)	P _{max} (m)	Dif _P (m)	q _{medio} (L/h)
Ejemplo 1	Optimizada	92,08	8,23	11,61	3,38	1,99
	Ajustada	94,27	8,76	11,96	3,20	2,00
Ejemplo 2	Optimizada	95,23	9,08	12,08	3,00	2,02
	Ajustada	92,97	8,66	11,97	3,31	2,02
Ejemplo 3	Optimizada	95,23	9,08	12,08	3,00	2,02
	Ajustada	92,97	8,66	11,97	3,31	2,02

Como puede observarse en las Tablas 2 y 3, las alternativas de diseño de secundarias ajustadas, muestran el mejor desempeño respecto al costo económico (aunque sus diferencias son pequeñas), y para todos los casos la uniformidad de distribución simulada es mayor que la uniformidad de diseño objetivo (90%).

La figura 3 detalla para los ejemplos de trabajo, el resultado del diseño de la traza para la tubería secundaria “Optimizada” y “Ajustada”; la figura 4 presenta los resultados de la simulación hidráulica para el caso ejemplo 1 en el caso de tubería secundaria ajustada.

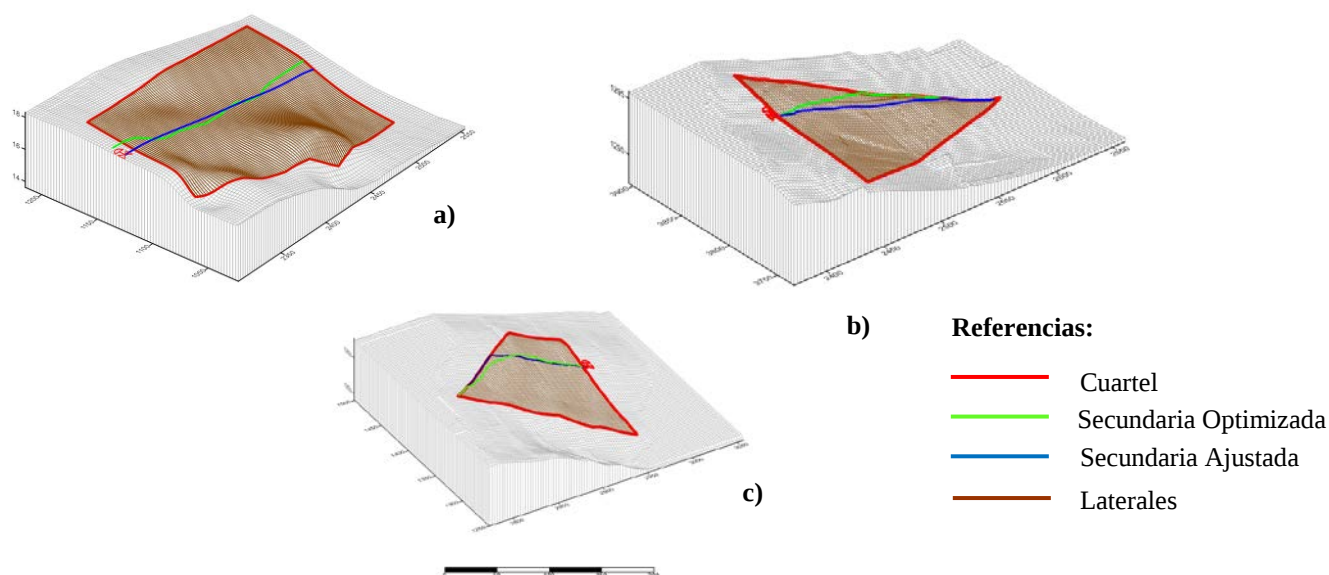


Figura 3.- Detalle de trazado de las tuberías: “secundaria ajustada” y “secundaria optimizada”, en a) Ejemplo 1; b) Ejemplo 2; c) Ejemplo 3.

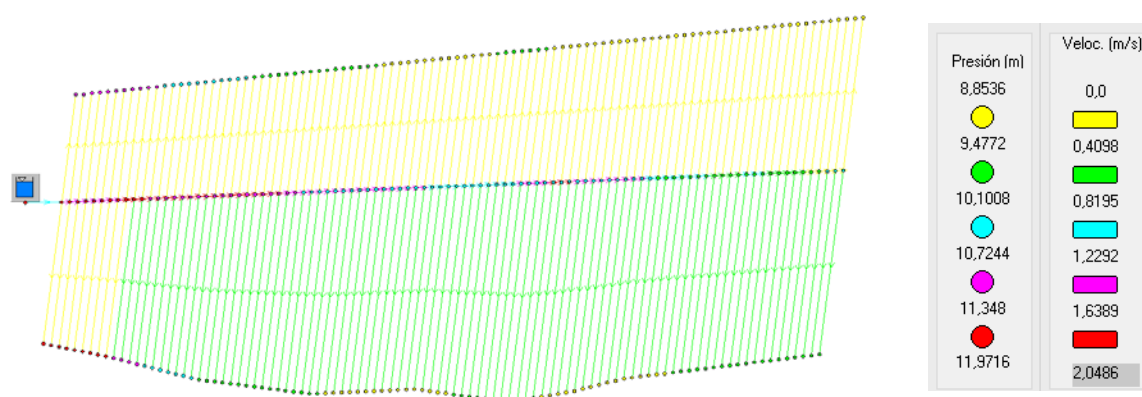


Figura 4.- Simulación del funcionamiento del sector mediante el modelo Gestar; Caso - Ejemplo 1 – Secundaria Ajustada.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha presentado y validado una metodología para el diseño automático de la traza y dimensionado óptimo de la tubería secundaria de una subunidad o sector de riego que incluye la posibilidad de alimentar los laterales por puntos intermedios, dando una solución completa para todo el sector, especialmente en condiciones de topografía y forma geométrica irregular.

La integración de la simulación hidráulica del sector, con emisiones dependientes de la presión en la metodología propuesta, permite ajustar y mejorar los resultados de diseño del sector, logrando obtener una solución de compromiso entre los aspectos hidráulicos-económicos y la instalación práctica de tuberías y laterales a campo.

Los resultados obtenidos se han implementado dentro del módulo de diseño de riego por goteo en parcela del paquete informático GESTAR, brindándole una nueva funcionalidad avanzada que se encuentra adecuadamente documentada, accesible a los usuarios y con capacidad de vinculación a herramientas cartográficas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aliod, R.; García, S; Paño, J.; Faci, E.; Sabater, L.; Seral, P.; Gracia, A. and Cambra, C. (2015). Optimum Design and Analysis Tool for Drip Irrigation Hydraulics in Complex Configurations. Euro Mediterranean Conference On Irrigation. Montpellier, France. 11-16 oct 2015.

Aliod, R; González, C. (2007). “A computer model for pipe flow irrigation problems”. Numerical modelling of hydrodynamics for water resources – García- Navarro & Playán (eds). Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-44056-1.

Baiamonte, G.; Provenzano, G.; & Rallo, G. (2015). Analytical approach determining the optimal length of paired drip laterals in uniformly sloped field. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 141(1), 04014042. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0000768](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000768).

Burt, M. C., & Styles, W. S. (2011). Drip and Micro Irrigation Design and Management for Trees, Vines, and Field Crops: Practice plus Theory (4th ed.). San Luis Obispo, Cal.: Cal Poly State University.

Estrada Collado, Carlos. (2000). Técnicas Robustas y Generalizadas para la Simulación Hidráulica Estacionaria de Redes de Riego a Presión con Aplicaciones a Diseño y Gestión. Tesis Doctoral, Universidad de Zaragoza, España. 329p.

Estrada Collado, C.; Aliod Sebastián, R. (2001). “Modelización de los elementos de emisión en ruta implementados en GESTAR”. Actas del XXIX Congreso Nacional de Riegos. Zaragoza, 2001.

Estrada, C., González, C., Aliod, R. & Paño, J. (2009). Improved Pressurized Pipe Network Hydraulic Solver for Applications in Irrigation Systems. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 135, No. 4.

Gill, P. E.; Murray, W.; and Wright, M. H. (1989). Practical optimization, Academic Press, Inc., San Diego, Calif., 90-91.

González Cebollada, César. (2006). Diseño Hidráulico Avanzado de Sistemas de Riego Presurizado mediante Técnicas de Simulación y Optimización. Tesis Doctoral, Universidad de Zaragoza, España. 329p.

González Cebollada, C; Aliod Sebastián, R. (2005). “Modelización integro-diferencial de la hidráulica de un elemento con consumo en ruta dependiente de la presión y alimentado por los dos extremos”. Actas del XXIII Congreso Nacional de Riegos. Elche (Alicante).

González, C. & Aliod, R. (2003). Mejoras en el método de la serie económica para el dimensionado de redes ramificadas. Actas del XXI Congreso Nacional de Riegos. Mérida (Badajoz).

Jiang, S., & Kang, Y. (2010). Simple method for the design of micro-irrigation paired laterals. J. Irrig. Drain. Eng., 136(4), 271-275. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0000178](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000178).

Juana, L., Losada, A., Rodriguez-Sinobas, L., & Sanchez, R. (2004). Analytical relationships for designing rectangular drip irrigation units. J. Irrig. Drain. Eng., 130(1), 47-59. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(2004\)130:1\(47\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(2004)130:1(47)).

Kang, Y. H.; & Nishiyama, S. (1996a). Analysis and design of micro-irrigation laterals. J. Irrig. Drain. Eng., 122(2), 75-81. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(1996\)122:2\(75\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(1996)122:2(75)).

Kang, Y. H.; & Nishiyama, S. (1996b). Analysis of micro-irrigation systems using a lateral discharge equation. Trans. ASAE., 39(3), 921-930. <http://dx.doi.org/10.13031/2013.27577>.

Keller, J. and Bliesner, R.D. (1990). Sprinkler and Trickle Irrigation. New York: Van Nostrand Reinhold.

Liu, H.; and Meng, S. (1986). Optimization of mechanical design. Tsinghua University Press, Beijing, China, 45-52 (in Chinese).

Phocaides A. (2000). Thechnical Handbook on Presurized Irrigation Techniques. FAO, Roma. 196p.

Rodrigo Lopez, J.; Hernandez Abreiu, J; Perez Regalado, A.; Gonzales Hernadez J. (1992). Riego Localizado. Centro Nacional de Tecnología de los regadíos, España. 405 p.

Wang, X. K. (2010). Optimization Design Theory and Application of Micro-Irrigation System Based on Genetic Algorithm. Beijing, China: China Water Power Press.

Warrick, W.; and Yitayew, M. (1998). Trickle Lateral Hydraulics. I: Analytical Solution. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 114, No. 2.

Wu, P.T.; Ju, X.L.; Li, Z.; Weckler, P.R.; Zhu, D.L.; Wang, X.K. (2015). New Simplified Approach for Hydraulic Desing of Micro-Irrigation Paired Laterals. *Transactions of the ASABE*; 2015, 58(6):1521-1534.

Wu, I. P. (1992). Energy gradient line approach for direct hydraulic calculation in drip irrigation design. *Irrig. Sci*, 13(1), 21-29. <http://dx.doi.org/10.1007/BF00190241>.

Wu, I. P.; Gitlin, H. M.; Solomon, K. H.; & Saruwatari, C. A. (1986). Chapter 2.2: System design. In F. S. Nakayama & D. A. Bucks (Eds.), *Trickle Irrigation for Crop Production: Design, Operation, and Management* (pp. 53-92). Amsterdam, The Netherlands.: Elsevier.

Wu, I. P. (1975). Design of drip irrigation main lines. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 101(4), 265-278.

Wu, I. P.; & Gitlin, H. M. (1975). Energy gradient line for drip irrigation laterals. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 101(4), 323-326.

Zhang, G. X. (2012). Method of determining locations of branch pipe on slope with paired capillaries in micro-irrigation system. *Trans. CSAE.*, 28(21), 98-104.

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL ENERGÉTICO DE CORRIENTES DE MAREA EN ESTUARIOS PATAGÓNICOS

Nicolás Tomazin, Mariano Re, Leandro Kazimierski, Nicolás Badano, Martín Sabarots Gerbec

Laboratorio de Hidráulica - INA, Ezeiza, Provincia de Buenos Aires, Argentina
ntomazin@ina.gob.ar; tel 011-4480-4500

RESUMEN

Este trabajo, financiado en el marco de la convocatoria 2016-2017 de la Fundación YPF y CONICET para Proyectos de Investigación Orientados sobre temas de energía, tiene el objetivo general de evaluar las posibilidades de generación energética en cinco estuarios patagónicos mediante el aprovechamiento de las corrientes de marea. Los lugares seleccionados para el estudio se encuentran en una región donde el régimen de mareas macromareal constituye una característica distintiva, presentándose a priori como áreas favorables para la generación energética a partir de las altas velocidades de las corrientes de marea. Estos sitios son los estuarios del Río Deseado, Río Santa Cruz, Río Coyle, y Río Gallegos, en la provincia de Santa Cruz; y el estuario del Río Grande en la provincia de Tierra del Fuego. La metodología de base para este análisis consiste en la simulación hidrodinámica mediante la aplicación de los modelos numéricos más avanzados en el estado del arte de la ingeniería de costas (aplicaciones 3D de Delft3D). El trabajo presenta el proyecto mencionando, sus líneas de desarrollo, y los desafíos que a los que está expuesto. Se muestran además los primeros resultados del modelo hidrodinámico de detalle para el estuario del río Santa Cruz.

ABSTRACT

This work, funded under the 2016-2017 announcement from Fundación YPF and CONICET for guided research projects on energy issues, has the general objective of evaluating the possibilities of energy generation in five Patagonian estuaries by harnessing the currents tidal. The sites selected for the study are located in a region where the tidal regime of macromareal is a distinctive feature, presenting a priori as favorable areas for energy generation from high speeds of tidal currents. These sites are the estuaries of the Deseado River, Santa Cruz River, Coyle River, and Rio Gallegos, in the province of Santa Cruz; And the estuary of the Rio Grande in the province of Tierra del Fuego. The basic methodology for this analysis consists of hydrodynamic simulation using the most advanced numerical models in the state of the art of coastal engineering (3D applications of Delft3D). The work presents the project mentioning, its lines of development, and the challenges that it is exposed to. It also shows the first results of the detailed hydrodynamic model for the estuary of the Santa Cruz river.

INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento de la energía proveniente de las mareas puede ser de dos tipos: utilización de la energía potencial provocada por la diferencia de nivel de agua en centrales ubicadas en presas que cierran sitios con buena amplitud de marea, o captación de la energía cinética de las corrientes de marea con turbinas localizadas en zonas de alta velocidad.

La generación de energía mareomotriz en presas se realiza mediante los mismos principios de la generación hidroeléctrica con la diferencia de que puede construirse una central de ciclo doble (dos direcciones del flujo). Esta tecnología está suficientemente probada, pero las instalaciones que la contienen implican un alto costo ambiental e inversiones iniciales significativas. La instalación de energía mareomotriz más grande del mundo es la Sihwa Lake Tidal Power Station (2011) de Corea del Sur con 254 MW de capacidad de generación (amplitud media de marea de 5,6 m y diez turbinas de una dirección), sobrepasando los 240 MW de la francesa Rance Tidal Power Station (1966) que fue la más grande por 45 años (amplitud media de marea de 8,2 m y 24 turbinas reversibles). También en Corea del Sur, se

encuentra la inminente Incheon Tidal Power Station que sería la más grande del mundo una vez operativa (prevista para 2019) y que tendrá una capacidad de generación de 1.320 MW (44 turbinas). El resto de centrales de este tipo tiene una capacidad de generación dos órdenes de magnitud menor.

Teniendo en cuenta las capacidades de generación de las centrales más grandes según tipo en la Argentina, las posibilidades de un emprendimiento de este tipo están en el orden de las centrales nucleares, ya que la Central Hidroeléctrica Yacyretá tiene una capacidad de 3.100 MW, la Central Térmica Costanera 2.320 MW y la Central Nuclear Atucha II 740 MW.

La energía cinética de las corrientes de marea está relacionada con el constante movimiento de los flujos de marea. El aprovechamiento de esta energía es reciente, encontrándose en una etapa de desarrollo para la cual existe una gama variada de soluciones. La producción de energía se efectúa a través de un sistema de turbinas que se instalan subacuáticamente. El concepto de generación es similar al de la explotación de la energía eólica, sin embargo, debido a la alta densidad del agua respecto de la del aire, un sistema de turbinas hidrocinéticas puede producir la misma cantidad de energía a una menor velocidad de rotación y en un área más pequeña. Esta ventaja relativa resulta importante, además de la previsibilidad de las mareas respecto de la del viento.

Estos sistemas presentan algunas ventajas sobre el uso de la energía potencial proveniente de las mareas, como ser la ausencia de obras de retención, la reducción de impactos visuales, la posibilidad de no interferencia con la navegación, y la reducción del impacto sobre los ecosistemas. Sin embargo, el sistema de producción de energía a través de las corrientes de marea cuenta con algunas desventajas como el sometimiento a grandes fuerzas de arrastre de las estructuras, el desarrollo de procesos de corrosión y fouling sobre turbinas, y la reducción de las posibilidades de prácticas recreativas en el cuerpo de agua.

En el mundo existen varios desarrollos tecnológicos para la producción de energía a través de las corrientes de marea que se encuentran en distintas etapas de desarrollo. Algunos destacables son Cape Sharp Tidal, SR250-SR2000 de Scotrenewables, Proyecto Magallanes y THC de INVAP. Cape Sharp Tidal es un ambicioso proyecto, actualmente en primera fase, que aspira a desarrollar el primer conjunto de turbinas conectadas de 4 MW en la Bahía de Fundy en Canada (el lugar del mundo con mayor amplitud de marea), aspirando a una generación total de 300 MW. Las turbinas flotantes de Scotrenewables Tidal Power Ltd., diseñadas para minimizar los costos de instalación y funcionamiento, han sido probadas ampliamente con modelos a escala y un prototipo de 250 kW (SR250), lo que ha permitido el proceso de desarrollo de la SR2000, una turbina de escala comercial de 2 MW pensada para su colocación en granjas. En Vigo (España), el Proyecto Magallanes se encuentra en la última fase de prueba y a punto de botar un trimarán de 42 m de eslora, que con dos rotores orientables de 19 m diámetro obtendría una potencia de 2 MW. En la Argentina, INVAP está en etapa de prueba de turbinas de hasta 30 kW de potencia de generación.

En este contexto, el desafío de aprovechar el potencial energético de la costa argentina se encuentra inserto en las estrategias del Plan Argentina Innovadora 2020 (Plan Nacional de Ciencia Innovación y Tecnología Productiva). En este plan, 'Energía' es uno de los seis sectores estratégicos en donde uno de los núcleos socio-productivos es 'Energías del mar'. En particular, este trabajo presenta los avances obtenidos en el desarrollo de un proyecto financiado en el marco de la convocatoria 2016-2017 de la Fundación YPF y CONICET para

Proyectos de Investigación Orientados sobre temas de energía.

OBJETIVOS

Esta propuesta consiste en evaluar el potencial hidrocínético en el entorno de cinco estuarios patagónicos mediante la implementación de herramientas de simulación numérica avanzadas para el desarrollo de estudios de ingeniería costera.

Esta idea apunta a establecer un avance concreto sobre la caracterización de un recurso estratégico, que a la luz del desarrollo prominente de nuevas tecnologías de explotación, podría convertirse en un futuro cercano en una fuente energética competitiva.

IDENTIFICACIÓN DE SITIOS DE INTERÉS PARA EL ESTUDIO

Las desembocaduras de los ríos son puntos ideales para aprovechamiento de las mareas, debido a la confluencia de las mareas con el río y a la morfología propia de la desembocadura. Esta situación, en coincidencia con una buena amplitud de mareas, abre la oportunidad a que esta energía sea aprovechada en zonas próximas al territorio y en ocasiones cercanas a puntos de consumo de energía como ciudades o puertos. En la Argentina, estas posibilidades se combinan en los estuarios de la Patagonia Austral.

En la provincia de Santa Cruz se tienen cuatro estuarios de destacada importancia (Río Deseado, Río Santa Cruz, Río Coyle y Río Gallegos) mientras que en Tierra del Fuego sobresale el del Río Grande entre numerosos estuarios más pequeños (Figura 1). En estos estuarios se tienen amplitudes máximas de marea que van de los 6,18 m a los 13,07 m y amplitudes medias en el rango 4,34–8,37 m. Tres de estas locaciones son destacadas por la NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) entre las 50 estaciones con mayor registro de amplitud de marea en todo el mundo (Río Gallegos, Puerto Santa Cruz y Río Coyle).

En la Argentina, la historia de la energía mareomotriz se concentra en torno a los estudios realizados para los golfos Nuevo y San José en la Península de Valdés, con propuestas que ya cuentan con casi un siglo de antigüedad. Ideas más recientes tienen que ver con las posibilidades de aprovechamiento en los estuarios del Río Deseado, Río Gallegos y Río Grande. Los escasos estudios actuales sobre esta temática, ponen un mayor énfasis en la tecnología de los dispositivos que en la caracterización del recurso.

En este contexto, la simulación numérica resulta una herramienta adecuada para establecer una primera etapa de análisis sobre el tema ya que la visualización de resultados en la escala regional permitiría identificar el potencial energético en diferentes regiones. Esto puede ser validado con mediciones existentes y con las que se obtengan en nuevas campañas planificadas especialmente con este propósito. Solo existen unos pocos modelos hidrodinámicos de los estuarios: Río Deseado (Tarela y van Avermaete., 2009), Río Gallegos (Tarela et al., 2005 y Buono et al, 2014), Río Grande (Francisca et al., 2005).

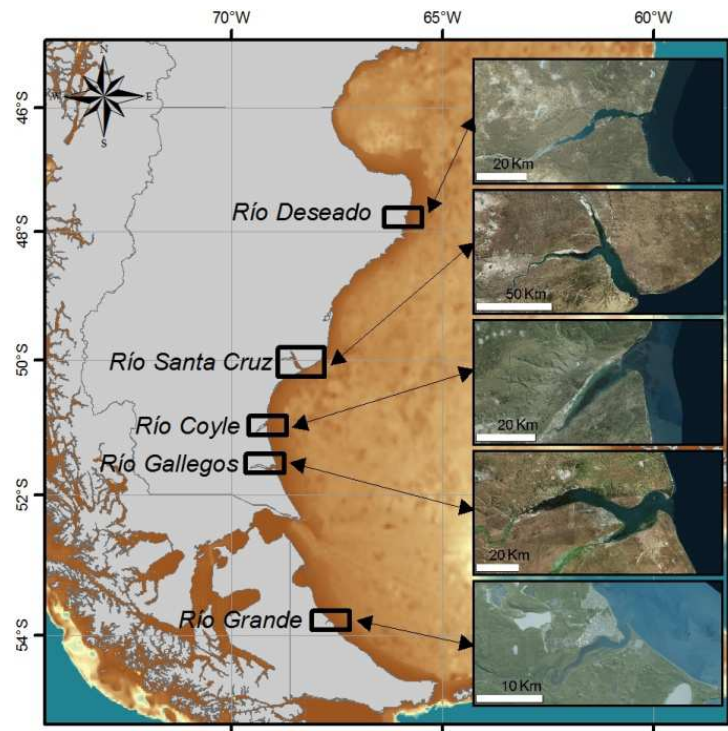


Figura 1.- Identificación de las zonas de estudio

En comparación con los costos y dificultades de campañas, la simulación se torna una necesidad para una primera aproximación al problema. Además de aportar conocimiento general, esta primera evaluación del recurso puede brindar información útil para la toma de decisiones y la planificación de campañas de medición.

PROYECTO PIO CONICET-FYPF 2016-2017

Este proyecto fue seleccionado en el marco de la convocatoria 2016-2017 de los Proyectos de Investigación Orientados sobre investigación en energía que impulsan la Fundación YPF y el CONICET (Argentina). Esta convocatoria se orienta a la promoción de un nuevo modelo de investigación científica que aborde las necesidades y oportunidades de mejora en la industria energética y contribuya con el desarrollo de la Argentina.

Esta propuesta involucra a tres grupos de trabajo del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua (INA): Programa de Hidráulica Computacional (PHC), Programa de Hidráulica Fluvial (PHC) y Programa de Hidráulica Marítima (PHM).

METODOLOGÍA

Se seleccionaron para el estudio los cinco estuarios mencionados de la costa patagónica argentina (Río Deseado, Río Santa Cruz, Río Coyle, Río Gallegos y Río Grande), en donde descargas fluviales menores, salvo el caso del Río Santa Cruz, se encuentran con el ingreso de mareas con amplitudes de hasta 13 m en algunos de los casos. Esta situación, condicionada por la morfología de las desembocaduras y las profundidades que se dan en cada zona, permitiría pensar en la existencia de velocidades de corriente provocadas por las mareas

superiores a 1,5 m/s. Con estas condiciones, el aprovechamiento para la generación de energía a partir de las corrientes de mareas resultaría viable desde el punto de vista del recurso.

Dominios de cálculo para la modelación numérica

El esquema de simulación a desarrollar implica la implementación de un modelo regional del Mar Argentino, con un dominio que permita simular adecuadamente la circulación en la Plataforma Continental, forzando a partir de modelos globales de marea denominado Rank0. Luego se propone un segundo modelo anidado, Rank1, que incluye a todos los estuarios pero con una relación de longitudes de aproximadamente 1 en 5 con respecto al Rank0 (Figura 2).



Figura 2.- Esquema de modelación regional

El Rank0 cubre desde el sur de Tierra del Fuego hasta el sur de Brasil con borde norte en latitud 25°30'S, borde sur en latitud 56°30'S, borde este en longitud 45°30'O y el borde oeste dado por la costa continental Argentina, cerrando en longitud 69°30'O en el pasaje de Drake. Tiene una extensión vertical máxima de 3500 km y horizontal de 1500 km.

Por su parte, el Rank1 cubre desde el sur de Tierra del Fuego hasta el borde norte del Golfo de San Jorge con borde norte en latitud $45^{\circ}00'S$, borde sur en latitud $56^{\circ}00'S$, borde este en longitud $62^{\circ}00'O$ y el borde oeste dado por la costa continental Argentina. Tiene una extensión vertical máxima de 1100 km y horizontal de 670 km.

Posteriormente, para cada estuario se proponen 2 modelos anidados al Rank1 que se denominarán Rank2 y Rank3. Cada Rank2 tomará las condiciones de borde del Rank1 y serán independientes entre ellos (Figura 3).



Figura 3.- Esquema para la modelación local

Por último, los Rank3 de cada estuario que toman las condiciones de borde de los Rank2 serán los utilizados para el análisis de generación de energía. Las Figuras 4 y 5 muestran como ejemplo el caso correspondiente al estuario de Santa Cruz.

La denominación de los Rank2 y Rank3 de cada estuario tiene la siguiente denominación:

- o Río Deseado: Rank2DE y Rank3DE
- o Río Santa Cruz: Rank2SC y Rank3SC

- o Río Coyle: Rank2CO y Rank3CO
- o Río Gallegos: Rank2GA y Rank3GA
- o Río Grande: Rank2GR y RankGR

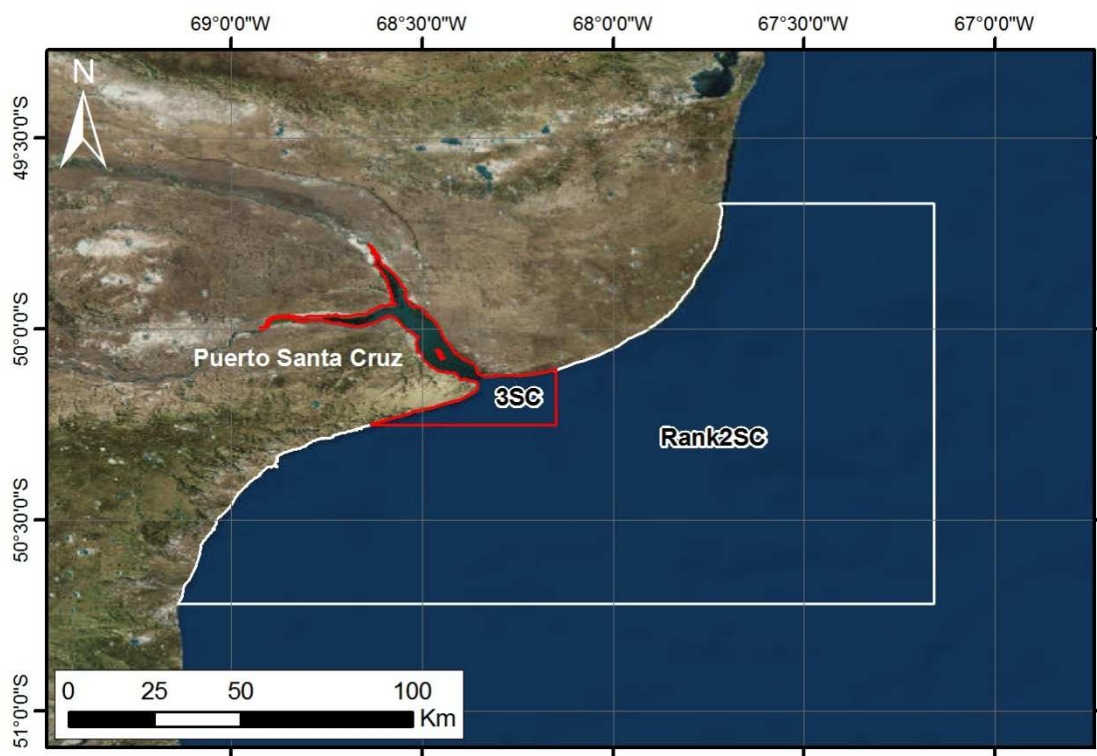


Figura 4.- Esquema para la modelación local en el estuario de Santa Cruz

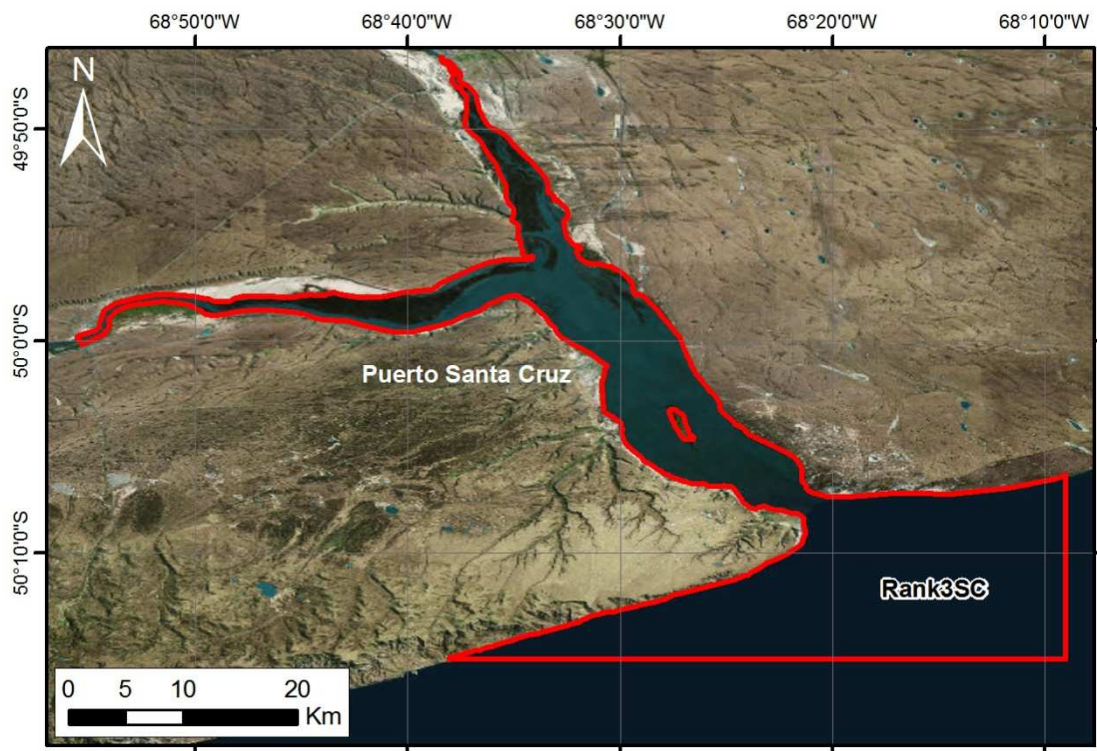


Figura 5.- Esquema para la modelación de detalle en el estuario de Santa Cruz

Batimetrías

La implementación de los modelos requiere la caracterización batimétrica de las áreas modeladas de acuerdo a las discretizaciones elegidas para cada modelo (interpolación de información batimétrica existente o estimada).

La información batimétrica disponible consiste principalmente en los datos de las cartas náuticas publicadas por el Servicio de Hidrografía Naval de la República Argentina (interior de los estuarios y Plataforma Continental), puntos batimétricos del SHN e información de bases batimétricas globales (ETOPO, GEBCO).

Por su parte, la información batimétrica estimada surgió de la detección de curvas de nivel de los estuarios a partir de la clasificación de imágenes satelitales LANDSAT, a diferentes tiempos dada la amplitud de marea y con cobertura de nubosidad baja, aplicando la metodología MNDWI - Modified Normalized Difference Water Index (Xu, 2006).

Esta técnica resulta sumamente útil para la generación de información batimétrica complementaria en sectores donde la misma es escasa o inexistente. La metodología se basa en la adquisición y el procesamiento de imágenes satelitales. Las imágenes fueron obtenidas con la herramienta USGS Earth Explorer, la cual permite la descarga rápida y gratuita de imágenes Landsat. Para este caso, se utilizaron las imágenes de los sensores OLI (Operational Land Imager) y TIRS (Thermal Infrared Sensor) a bordo del satélite Landsat 8, operativo desde 2013. Estos instrumentos recogen datos de imagen de nueve bandas de onda corta con resolución espacial de 30 m (visible, NIR y SWIR) y 15 m (pancromático), y dos bandas térmicas de onda larga con resolución espacial de 100 m, respectivamente. El Landsat 8, por

su parte, tiene una órbita heliosincrónica (705 km de altitud) con un período de revisita de 16 días y una cobertura espacial por escena de 185x180 km.

Utilizando las tablas de marea del Servicio Hidrografía Naval de los puertos más cercanos a los estuarios fue posible vincular la fecha y hora de las imágenes obtenidas con una altura de marea, pudiendo de esa manera determinar diferentes curvas de nivel en cada caso. La Figura 6 muestra un ejemplo de la información disponible para el estuario de Río Grande.

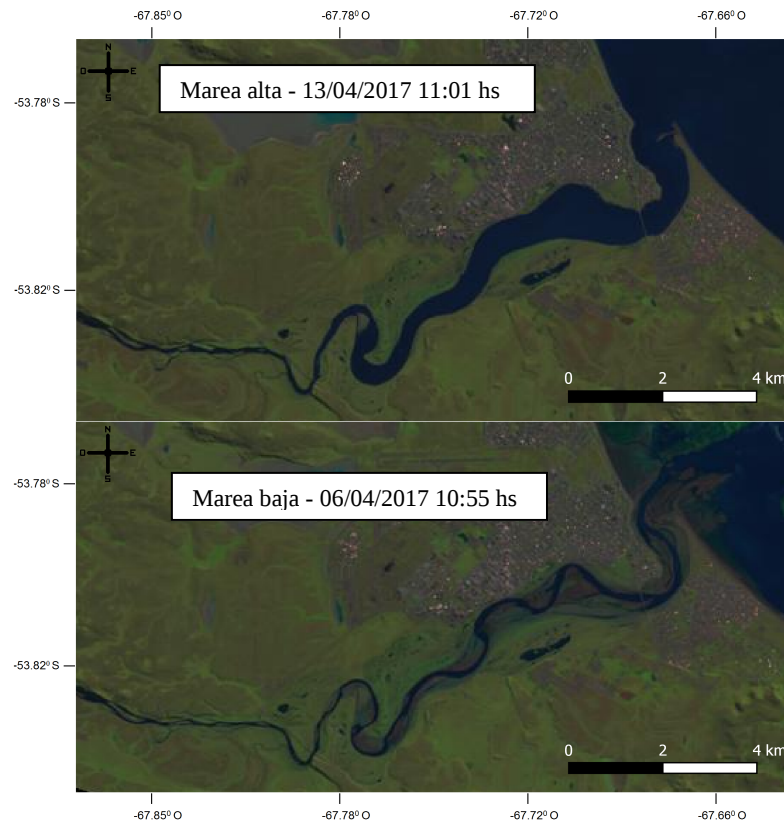


Figura 6. Eventos de marea de mayor (7,29 m) (superior) y menor altura (1,82 m) (inferior) en el estuario del río Grande.

Implementación del modelo numérico

La información de las condiciones de borde, las que fuerzan al sistema, se relaciona con las descargas de los ríos y el ingreso de la onda de marea al estuario. La descarga de los ríos se impone a partir de series temporales de caudales y los niveles de marea a partir de la información de modelos globales (componentes principales). Forzantes de segundo orden, relacionados con condiciones meteorológicas (fundamentalmente viento) también son tenidos en cuenta.

Para la calibración de los modelos, instancia en la que se busca una buena comparación entre las variables observadas y las variables simuladas, se ajustan los parámetros de mayor incertidumbre en la física del sistema. En este caso la variable principal de ajuste está representada por el coeficiente de rugosidad n de Manning. En la etapa de validación se comparan valores simulados con el modelo calibrado con valores observados en series distintas a las utilizadas en la anterior etapa. Entre estas variables se destacan los valores de las velocidades de corriente y los niveles del agua. Su utilización dependerá de la

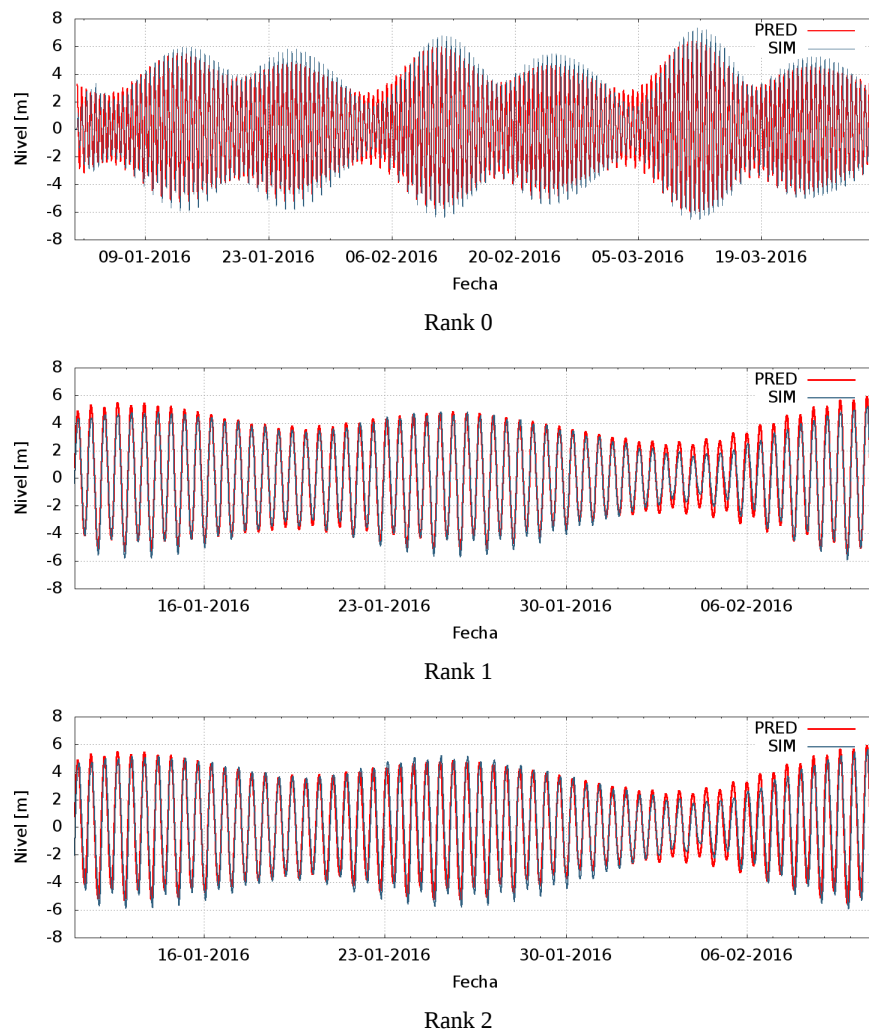
disponibilidad de datos suficientes para esta tarea.

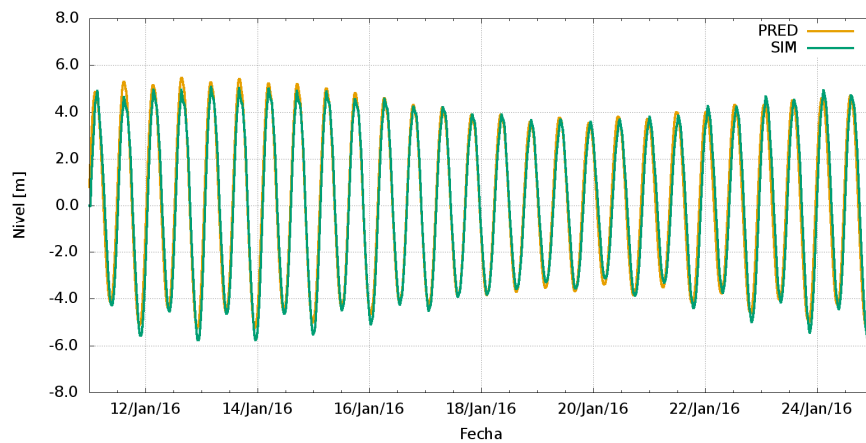
El dominio del modelo regional resulta bidimensional (2D). En el caso de los modelos locales, la necesidad de caracterización de las velocidades de corriente en toda la columna de agua y la presencia en algún caso de un efecto no despreciable de las corrientes de densidad debido al encuentro de la descarga continental con el agua marina, impondrá una caracterización tridimensional (3D) del problema.

El software elegido para esta aplicación es el Delft3D, de código abierto y desarrollado por Deltares (Holanda). Delft3D consiste en una suite de códigos aplicables en problemas de hidrodinámica, transporte de sedimentos y estudios ambientales de ríos, estuarios y zonas costeras.

RESULTADOS PRELIMINARES

Los primeros resultados de la modelación permitieron obtener una buena aproximación entre valores simulados y pronósticos para las series temporales de niveles de marea en los ranks utilizados, tal como se observa en la Figura 7.





Rank 3

Figura7.- Comparaciones del modelo en Puerto Santa Cruz

En particular, en el interior del estuario del río Santa Cruz se obtuvieron velocidades de corriente localmente importantes, con valores máximos superiores a 2 m/s. Los resultados de la modelación de detalle pueden observarse en la Figura 8, donde se presentan el campo de velocidades para las corrientes de marea dentro del estuario mencionado. Estos resultan coincidentes con datos puntuales obtenidos en mediciones realizadas en la década de 1960.

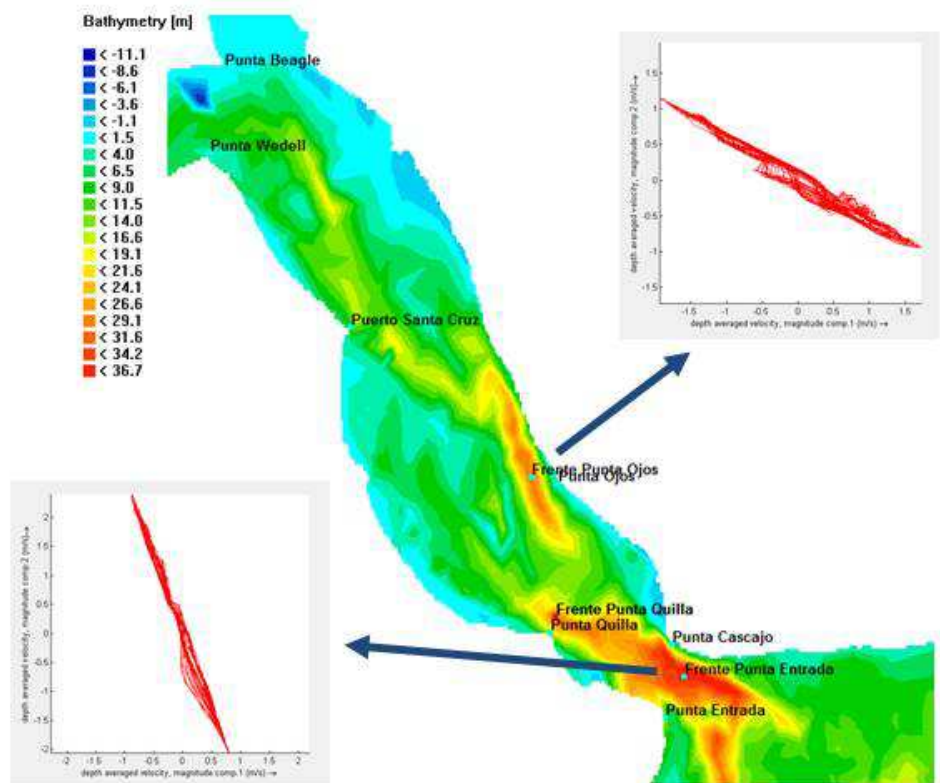


Figura 8.- Velocidades de corriente de marea modeladas en el estuario de Santa Cruz

La continuidad de este proyecto prevé, entre otras tareas, la realización de una campaña de mediciones para la obtención de datos de campo que permitan aumentar la calidad de la modelación.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentaron los avances alcanzados en esta primera etapa de estudio correspondiente al desarrollo del proyecto PIO CONICET-FYPF 2016-2017 orientado a la evaluación del potencial energético debido a las corrientes de marea en cinco estuarios de la Patagonia Austral.

Las tareas ejecutadas en esta primera etapa incluyeron la selección de los sitios más favorables para el estudio, la elaboración de un esquema de dominios de cálculo convenientemente anidados para la modelación, la recopilación y procesamiento de diferentes fuentes de información utilizadas en el desarrollo de la metodología, y el análisis de los resultados preliminares obtenidos de la aplicación de los modelos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Buono, N., Zabaleta F., Cáceres, R., Tomazin, N, Cecotti, R. Estudio del recurso energético marino sobre el estuario del Río Gallegos. Tercer encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos IFRH 2016. Ezeiza, Octubre 2016.

Francisca, F., Giovine, L., Rodríguez, A., Moya, G., Corral, M., Pagot, M., Hillman, G., 2005. Protección de las márgenes del Río Grande en Tierra del Fuego: Estudio de Caso. Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, 21, pp. 59-69, ISSN 0326-1921.

Matsushita, B.; Yang, W.; Muhamad Jaelani, L.; Setiawan, F. y Fukushima, T. (2016). Monitoring Water Quality with Remote Sensing Image Data. En: Weng, Q. editor. Remote Sensing for Sustainability. Boca Raton, FL: CRC Press/Taylor and Francis, Capítulo 9, pp. 163-184.

Sánchez, M., Carballo, R., Ramos, V., Iglesias, G., 2014. Tidal stream energy impact on the transient and residual flow in an estuary: A 3D analysis. Applied Energy, 116, 167–177.

Servicio de Hidrografía Naval (SHN), Tablas de Marea 2016 y 2017, Argentina.

Tarela, P.A., van Avermaete, F., 2009. Modelado 3D en el litoral marino: impacto de vertidos industriales y alternativas sustentables, Mecánica Computacional Vol XXVIII, págs. 2833-2850. García Bauza, Lotito, Parente y Vénere (Eds.), Tandil, Argentina.

Tarela, P.A., van Avermaete, F., Calamante, A., Perone, E., Michio, K., Hirai, R., 2005. Diseño Ambiental del Emisario Submarino de la Ciudad de Río Gallegos. Congreso Nacional del Agua, CONAGUA 2005, Mendoza, Argentina.

Xu, H.Q., 2006. Modification of normalized difference water index (NDWI) to enhance open water features in remotely sensed imagery, International Journal of Remote Sensing, Vol. 27, No. 14, p 3025-3033.

AUSCULTACIÓN DE LA PRESA EL BOLSÓN, CONGRESO NACIONAL DEL AGUA CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Cristian Vega Pedrozo, Jorge Alberto Orellano, Horacio Hugo Royón

Instituto de Investigaciones Hidráulicas -FI- UNSJ, República Argentina

Urquiza 91 Norte, San Juan (5400), San Juan, Tel. 0264 4272251

E-mail: cvega@unsj.edu.ar; orellano@unsj.edu.ar; hroyon@unsj.edu.ar - Web: <http://www.idih.unsj.edu.ar>

RESUMEN

Se presenta la descripción del sistema de auscultación de una gran obra hidráulica, que permite cumplir con los requisitos de diseño, considerando las recomendaciones de los organismos de seguridad de presas. Dependiendo de la complejidad de las estructuras hidráulicas que la conforman, el sistema de auscultación de presas, contiene un conjunto de sensores organizados espacialmente, para controlar distintas variables físicas tales como, presión de poros, niveles de embalse, deformaciones en el cuerpo de la presa, deformaciones en la pantalla de hormigón, presiones de contacto en la fundación, desplazamiento de juntas etc. El sistema de auscultación requiere un control del instrumental previo a la instalación, de forma tal que una vez instalados se tenga la seguridad de los resultados que arrojan las mediciones.

ABSTRACT

The description of the system of auscultation of a great hydraulic work is presented, which allows to comply with the design requirements, considering the recommendations of the organizations of security of prey. Depending on the complexity of the hydraulic structures that comprise it, the dam auscultation system contains a set of spatially organized sensors to control different physical variables such as pore pressure, reservoir levels, deformations in the body of the dam, Deformations in the concrete screen, contact pressures in the foundation, displacement of joints, etc. The auscultating system requires a control of the instruments prior to installation, so that once installed, the results of the measurements are safe.

INTRODUCCIÓN

El Instituto de Investigaciones Hidráulicas de la Facultad de Ingeniería realiza, a través de su Laboratorio de Mediciones Hidráulicas (LAMHI), la verificación técnica y contraste de instrumental de auscultación, para ser instalado en el Aprovechamiento Hidroeléctrico El Bolsón, en la Provincia de Catamarca, a solicitud de DECAVIAL S.A.C.I.

El objetivo específico del trabajo es verificar el correcto funcionamiento de los sensores de acuerdo con los parámetros de precisión que garantiza el proveedor, para el rango de aplicación del instrumental.

Los instrumentos para ensayar se someterán a los parámetros físicos externos, mediante dispositivos de referencia de alta precisión, cuyos registros deberán ser comparados con los registros específicos que se obtienen del sensor mediante la lectura en el Sistema de Adquisición de Datos.

Las lecturas obtenidas por este procedimiento deberán ser corregidas, según corresponda, por los factores de corrección provistos por el fabricante, de ajuste a los actuales parámetros ambientales que requiera el procedimiento específico de toma de datos, generalmente descripto en las planillas de calibración en laboratorio o en los manuales de usuario. Esto compensa la diferencia en la lectura, debidas a la discordancia entre los parámetros en el momento de la calibración y los correspondientes a la instalación, o en este caso a las tareas de contraste previo a la instalación.

En el supuesto que algún instrumento no cumpla lo indicado por el fabricante en cuanto a la precisión y valores absolutos registrados con distintos valores del parámetro físico a verificar,

en los casos que sea posible, se podrá determinar una nueva curva de calibración del sensor. Esta nueva curva será ajustada a todo el rango de trabajo del instrumento.



Fig. 1 Ubicación del Proyecto El Bolsón, Catamarca.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EL BOLSÓN

La presa “El Bolsón” en ejecución sobre el río Albigasta, constituye un emprendimiento largamente anhelado por los habitantes de su área de influencia, quienes aprovechan sus aguas desde principios del siglo pasado.

Geográficamente la presa se ubica en el límite sudeste de la provincia de Catamarca, a 15 km. aproximadamente de la ciudad de Frías en la provincia de Santiago del Estero. Se accede a la zona a través de la Ruta N° 157, a 200 km. de la ciudad de San Miguel de Tucumán y 340 km. de la ciudad de Córdoba. La capital de la provincia, San Fernando del Valle de Catamarca se encuentra a 120 km. por la Ruta Provincial N° 11.

Las aguas embalsadas a través de las obras en ejecución beneficiarán esencialmente al Departamento de La Paz y El Alto, en Catamarca y a la localidad de Frías, extendida sobre el extremo sudoeste de la provincia de Santiago del Estero.

La presa El Bolsón, creará un embalse de 38 hm³ para ser aprovechados en forma múltiple, definiendo una superficie de embalse de 170 has, previéndose un área de protección donde se programará adecuadamente el uso del suelo a los efectos de la preservación ambiental, así como la protección de las aguas del embalse a que se ha dado lugar.

PRESA

El cierre principal constituido por una presa de gravedad maciza, de planta recta, es construido con la tecnología del Hormigón Compactado a Rodillo (HCR), la longitud de coronamiento en su parte frontal es de 380.11 m. La altura máxima de la presa sobre el nivel de fundación es por lo tanto de 63.50 m, y posee 1.20 m de baranda superior de protección.

Tipo de Presa Gravedad – Planta Recta; Material HCR (Hormigón Compactado a Rodillo);

Altura máxima sobre fundación 63.50 m; Longitud de coronamiento 380.11 m; Talud de Aguas Arriba Vertical; Talud de Aguas Abajo 0.8:1 (H-V); Ancho de coronamiento 8.00 m; Cota mínima de fundación 392.50 m.s.n.m.; Cota de Coronamiento 396.00 m.s.n.m.; Naturaleza de la fundación Roca gnéisica (excavación: 82.000 m³); Proceso de ejecución HCR (en capas de 0.30 m); Volumen de HCR 272.000 m³; Volumen de hormigón Convencional 81.400 m³.

Vertedero: Se ubicará sobre presa y que permitirá la evacuación de las crecidas de diseño previstas en 4.330 m³/seg., asumiendo una recurrencia de 1000 años, lo que se estableció dada la ubicación de la presa, aguas arriba de la ciudad de Frías.

Obras Complementarias: Desvió del Río; Descargadores de Fondo; Toma de Agua para Riego; Camino de acceso; Oficinas y Vivienda para el Encargado.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE AUSCULTACIÓN

PIEZÓMETROS ELÉCTRICOS DE CUERDA VIBRANTE, FIG. 2.



Fig. 2 Piezómetro Eléctrico de Cuerda Vibrante.

Marca: Roctest-Telemac; Modelo: PWS; Presiones de Contraste: 0, 10, 20, 30, 40 y 50 m.c.a. Para instrumentos de rango hasta 50 m.c.a. y 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60 y 70 m.c.a., Para instrumentos de rango hasta 70 m.c.a.

Patrón de Referencia: Balanza de Pesos Muertos Neyrpic-Grenoble; Rango del Patrón: 0 a 1500 m.c.a.

Se sometió el piezómetro contrastado a las presiones de referencia, utilizando la balanza de pesos muertos. Las lecturas en el sensor se obtuvieron en unidades de periodo y a partir de ellas se calculó la presión que registra el sensor. Luego estos valores se corrigieron por diferencia de presión atmosférica y por diferencia de temperatura, para obtener la lectura corregida que fue comparada con la presión de referencia y a partir de ellas se determinó el error a fondo de escala para cada presión aplicada.

El Certificado de Contraste correspondiente contiene las presiones de referencia obtenidas en el patrón, las unidades de periodo y las presiones corregidas por los parámetros ambientales registradas por el sensor contrastado y el error a fondo de escala para cada presión de referencia aplicada.

EXTENSÓMETROS DE JUNTA ELÉCTRICOS DE CUERDA VIBRANTE, FIG. 3.

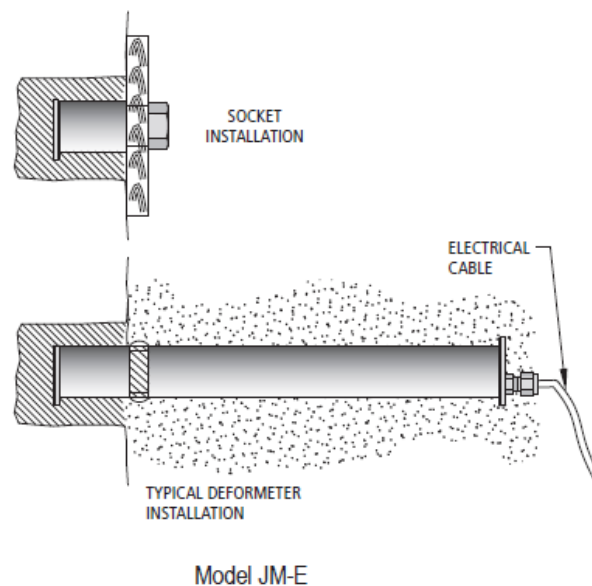


Fig. 3 Extensómetro Eléctrico de Cuerda Vibrante.

Marca: Roctest-Telemac; Modelo: JME; Rango: 0 a 50 mm. Desplazamientos a Contrastar: -25, -20, -10, 0, +10, +20 y +25 mm.

Patrón de Referencia: Calibre Electrónico Digital DIGIMESS; Rango del Patrón: 0 a 200 mm. Se sometió el medidor de junta de cuerda vibrante contrastado a los distintos valores de desplazamiento de referencia, producidos con control manual en centésimas de milímetro y registrados con el Calibre Electrónico Digital DIGIMESS.

Las lecturas en el Extensómetro de Junta de Cuerda Vibrante se obtuvieron en unidades de periodo y a partir de ellas se calculó el desplazamiento que registra. Luego estos valores se corrigieron por diferencia de temperatura, para obtener la lectura corregida, que fue comparada con la lectura de referencia y a partir de ellas se determinó el error a fondo de escala para cada desplazamiento aplicado.

Si bien el Certificado de Calibración del Medidor de Junta contiene valores medidos a partir del desplazamiento cero, hasta el fondo del rango, se puede establecer un desplazamiento inicial del sensor, de forma tal que sea capaz de acusar movimientos cuando la junta se cierra o se abre.

El Certificado de Contraste correspondiente contiene las lecturas de desplazamiento de referencia medidos por el patrón, las unidades de periodo y los desplazamientos corregidos por temperatura obtenidos por el sensor contrastado y el error a fondo de escala para cada desplazamiento de referencia aplicado.

MEDIDORES DE NIVEL ELÉCTRICOS DE CUERDA VIBRANTE

Marca: Roctest-Telemac; Modelo: PWS; Rango: 0 a 70 m.c.a. Presiones Contrastadas: 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60 y 70 m.c.a.

Patrón de Referencia: Balanza de Pesos Muertos Neyrpic-Grenoble; Rango del Patrón: 0 a 1500 m.c.a.

Se sometió el piezómetro contrastado a las presiones de referencia, utilizando la balanza de pesos muertos. Las lecturas en el sensor se obtuvieron en unidades de periodo y a partir de

ellas se calculó la presión que registra. Luego estos valores se corrigieron por diferencia de presión atmosférica y por diferencia de temperatura, para obtener la lectura corregida que fue comparada con la presión de referencia y a partir de ellas se determinó el error a fondo de escala para cada presión aplicada.

El Certificado de Contraste correspondiente contiene las presiones de referencia obtenidas en el patrón, las unidades de periodo y las presiones corregidas por los parámetros ambientales registradas por el sensor contrastado y el error a fondo de escala para cada presión de referencia aplicada.

TERMISTORES NTC, DE PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE

Marca: Roctest-Telemac; Modelo: NTC; Rango: -20°C a +85 °C. Temperaturas Contrastada: +15, +20, +30, +40 y +50 °C.

Patrón de Referencia: Calibrador Electrónico de Recipiente Seco; Rango del Patrón: -10 °C a +70 °C.

Mediante el software de aplicación que controla el Calibrador de Recipiente Seco, se sometió electrónicamente el medidor de temperatura contrastado a los valores de temperatura de referencia, estas mediciones se realizaron en intervalos de tiempo, que aseguren la estabilidad térmica del sensor en el instante de la toma del registro.

Los valores de temperatura de referencia, que se establecen con ajustes aplicados por el microcontrolador sobre la acción de las resistencias eléctricas, se almacenan en la memoria interna que posee el Calibrador de Recipiente Seco.

Los valores de temperatura acusados por el sensor contrastado se registraron con el uso del datalogger, mediante la lectura directa, valor que se almacenó en la memoria interna del mismo.

La comparación entre las lecturas de temperatura registradas en el patrón y en el sensor calibrado, nos permiten establecer el error a fondo de escala para cada punto de las temperaturas de referencia.

El Certificado de Contraste correspondiente contendrá las temperaturas de referencia establecidas en el Calibrador Electrónico de Temperatura de Recipiente Seco, las temperaturas registradas por el sensor a contrastar en el datalogger y el error a fondo de escala para cada temperatura de referencia aplicada.

TERMISTORES NTC, DE MEDIDORES DE JUNTA DE CUERDA VIBRANTE

Marca: Roctest-Telemac; Modelo: NTC; Rango: -20 °C a +85 °C. Temperaturas Contrastadas: +15, +20, +30, +40 y +50 °C.

Patrón de Referencia: Calibrador Electrónico de Recipiente Seco; Rango del Patrón: -10 °C a +70 °C.

Mediante el software de aplicación que controla el Calibrador de Recipiente Seco, se sometió electrónicamente el medidor de temperatura contrastado a los valores de temperatura de referencia, estas mediciones se realizaron en intervalos de tiempo, que aseguren la estabilidad térmica del sensor en el instante de la toma del registro.

Los valores de temperatura de referencia, que se establecen con ajustes aplicados por el microcontrolador sobre la acción de las resistencias eléctricas, se almacenaron en la memoria interna que posee el Calibrador de Recipiente Seco.

Los valores de temperatura acusados por el sensor contrastado se registraron con el uso del datalogger, mediante la lectura directa, valor que se almaceno en memoria interna del mismo.

La comparación entre las lecturas de temperatura registradas en el patrón y en el sensor calibrado, nos permiten establecer el error a fondo de escala para cada punto de las temperaturas de referencia.

El Certificado de Contraste correspondiente contiene las temperaturas de referencia establecidas en el Calibrador Electrónico de Temperatura de Recipiente Seco, las temperaturas registradas por el sensor a contrastar en el datalogger y el error a fondo de escala para cada temperatura de referencia aplicada.

SENSORES DE TEMPERATURA DE CUERDA VIBRANTE

Marca: Roctest-Telemac; Modelo: NTC; Rango: -20 °C a +85 °C. Temperaturas Contrastadas: +15, +20, +30, +40 y +50 °C.

Patrón de Referencia: Calibrador Electrónico de Recipiente Seco; Rango del Patrón: -10 °C a +70 °C.

Mediante el software de aplicación que controla el Calibrador de Recipiente Seco, se sometió electrónicamente el medidor de temperatura contrastado a los valores de temperatura de referencia, estas mediciones se realizaron en intervalos de tiempo, que aseguren la estabilidad térmica del sensor en el instante de la toma del registro.

Los valores de temperatura de referencia, que se establecieron con ajustes aplicados por el microcontrolador sobre la acción de las resistencias eléctricas, se almacenaron en la memoria interna que posee el Calibrador de Recipiente Seco.

Los valores de temperatura acusados por el sensor contrastado se registraron con el uso del datalogger, mediante la lectura directa, valor que se almacenó en memoria interna del mismo.

La comparación entre las lecturas de temperatura registradas en el patrón y en el sensor calibrado, nos permiten establecer el error a fondo de escala para cada punto de las temperaturas de referencia.

El Certificado de Contraste correspondiente contiene las temperaturas de referencia establecidas en el Calibrador Electrónico de Temperatura de Recipiente Seco, las temperaturas registradas por el sensor contrastado en el datalogger y el error a fondo de escala para cada temperatura de referencia aplicada.

CONTRASTE DE PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE

El instrumento de Contraste utilizado es la Balanza Neyrpic –Grenoble que posee un rango de calibración de 91.77 kgf/cm², Fig. N°4. El equipo lo completa un conjunto de 27 Masas con valores nominales entre 50 gramos y 20000 gramos, la temperatura se determina con el Termo higrómetro Testo y la presión barométrica se determinó con Barómetro tipo Fortín.

El número de puntos a determinar es función de la clase de sensor, para piezómetros de cuerda vibrante, adoptamos once puntos de contraste con una distribución uniforme dentro del rango entre cero y dos mil kPa. El proceso se compone de una carrera de carga y una carrera de descarga.



Fig. 4 Balanza Neyrpic-Grenoble.

Las lecturas en el sistema de adquisición de datos se hacen en unidades de periodo, las que pueden ser transformadas en unidades de ingeniería con las ecuaciones provistas en planilla de calibración del fabricante, donde se realizan las correcciones por diferencia de presión y por diferencia de temperatura.

El error a fondo de escala se calcula como el error relativo porcentual entre las lecturas obtenidas en el patrón y las obtenidas en el piezómetro, afectadas por la relación entre el valor de presión corriente y el rango de presión del sensor.

Ecuación para el cálculo de la presión en el sensor, con la ecuación lineal, Ec. [1]:

$$Pc = C_{f.}(L - L_0) - C_{T.}(T - T_0) - (S - S_0) \quad [1]$$

Ecuación para el cálculo de la presión en el sensor, con la ecuación polinomial, Ec. [2]:

$$Pc = (A.L^2 + B.L + C') - C_{T.}(T - T_0) - (S - S_0) \quad [2]$$

Donde:

Cf: Factor de calibración lineal

Ct: Factor de corrección temperatura

L, Lo: Lectura actual e inicial en unidades lineales (UL).

T, To: Temperatura actual e inicial (°C).

S, So: Presión atmosférica actual e inicial (kPa).

A, B, C: Factores de calibración polinomial.

CONTRASTE DE MEDIDORES DE JUNTA DE CUERDA VIBRANTE DE RST INSTRUMENTS

Los Medidores de Junta de Cuerda Vibrante de RST Instruments son sensores de

desplazamiento lineal, de gran confiabilidad. La tecnología de cuerda vibrante proporciona un instrumento capaz de medir pequeños desplazamientos entre estructuras de hormigón separadas por una junta constructiva, Fig. N°2.

El principio de funcionamiento del sensor de cuerda vibrante es básicamente la transformación del desplazamiento de la barra móvil como función de las variaciones de la frecuencia natural de oscilación de la cuerda, expresada en unidades de periodo. Las ecuaciones de conversión de las lecturas obtenidas en el datalogger permiten determinar los desplazamientos en unidades de ingeniería.

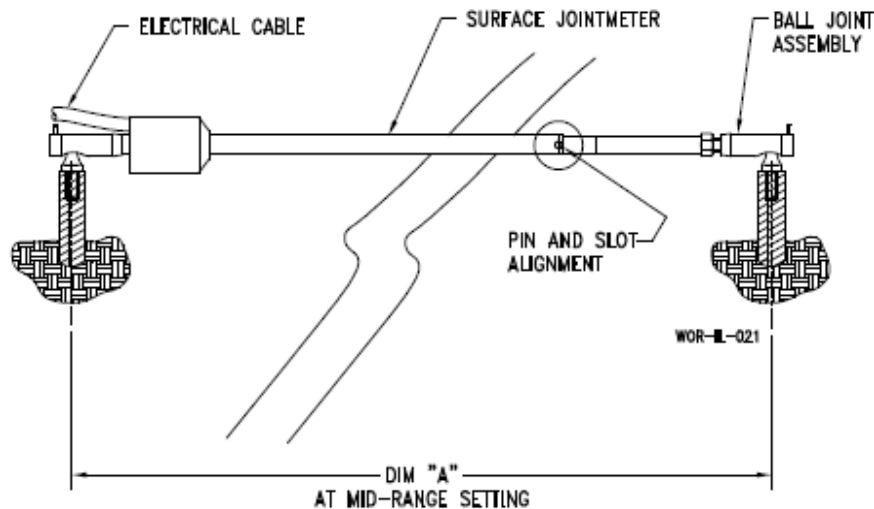


Fig. N°2 Medidor de Junta de Cuerda Vibrante.

Para el contraste de los medidores de junta se implementó un procedimiento con el uso de una máquina que admita el desplazamiento controlado, que pueda ser medido en décimas de milímetros, y un medidor de desplazamiento digital con la capacidad de medir en centésimas de milímetros. Para el contraste se monta el medidor de junta en paralelo al medidor de desplazamiento y se somete a ambos a los movimientos controlados.

Considerando la posibilidad de apertura o cierre de la junta, se debe instalar en una posición intermedia de su capacidad total de medición de 150mm. La lectura inicial, de instalación, del desplazamiento se puede calcular con la siguiente expresión polinomial, Ec. [3]:

$$Dc = A.L^2 + B.L + C \quad [3]$$

Dc: Desplazamiento calculado, en mm.

A, B, C: Factores de calibración.

L: Lectura actual en unidades lineales (UL), obtenida en el registrador MB6TL.

El certificado de contraste de medidores de junta cuenta con los datos propios de la identificación del sensor y los referentes a los resultados de la comparación. Del medidor de junta, en el logger MB6TL, se tienen las lecturas en unidades lineales y del medidor de desplazamiento las lecturas directas. La tabla se completa con el cálculo del error de cero, como el error relativo porcentual por la relación entre la lectura corriente y el rango del sensor.

RESULTADOS OBTENIDOS

El instrumental de auscultación tiene de fábrica una calibración, esta información ordenada en planillas de datos y en algunos casos curvas de calibración para las condiciones de laboratorio en el momento de los ensayos en fábrica, es la que se utiliza de referencia para verificar el contraste de los sensores. El resultado del contraste en el Laboratorio de Mediciones Hidráulicas (LAMHI), se ordena en planilla de valores arrojados por el patrón de referencia, su equivalente de calibración en fábrica y los errores evaluados a fondo de escala.

CONCLUSIONES

Cuando el desvío, entre las lecturas del sensor en fábrica y del contraste en el laboratorio LAMHI, supera el límite establecido en las especificaciones técnicas de aptitud del instrumental, el sensor se devuelve a fábrica para su reemplazo. El porcentaje de sensores incluidos en esta condición es bajo, independientemente del fabricante. Sin embargo, como en la mayoría de los casos de instrumental de auscultación, una vez instalado el sensor su recuperación no es posible, este no puede instalarse si no se ha realizado una prueba de correcto funcionamiento.

Referencias Bibliográficas

E50100D-160208-PW Series - Vibrating Wire Piezometer, RST Instruments Ltd.
www.rstinstruments.com.

E1100D-140407_PW-Series - Vibrating Wire Piezometer-Instruction Manual, RST Instruments Ltd. www.rstinstruments.com.

E5100G-160209-PWML_PW Series Vibrating Wire Multi-Level Piezometer, RST Instruments Ltd. www.rstinstruments.com.

E1100D-140407_PW-Series Vibrating Wire Multi-Level Piezometer-Instruction Manual, RST Instruments Ltd. www.rstinstruments.com.

E5057C-160103-JM__JM Series - Vibrating Wire DISPLACEMENT TRANSDUCERS, RST Instruments Ltd. www.rstinstruments.com.

E1057C-100406_JM Series, VIBRATING WIRE JOINTMETER, INSTRUCTION MANUAL, RST Instruments Ltd, www.rstinstruments.com.