

*REVISTA DE LA
SOCIEDAD CHILENA DE
INGENIERÍA HIDRÁULICA*

SOCHID

Sede Instituto de Ingenieros de Chile - San Martín 352 - Fono 26984028 - Santiago CHILE

ISS 0716-3746
Volumen 29, Número 1
Diciembre 2014

DIRECTORIO

Presidente

José Vargas Baecheler

DIRECTORES

Raúl Demangel Castro

Rodrigo Cienfuegos Carrasco

Luis Estellé Aguirre

Ricardo González Valenzuela

Alberto de la Fuente Stranger

DIRECTORES HONORARIOS

Ernesto Brown Fernández

Bonifacio Fernández Larrañaga

Horacio Mery Mery

Humberto Peña Torrealba

Sergio Radrigán Vogel

Eduardo Varas Castellón

Jorge Bravo Soissa

Luis Ayala Riquelme

Ludwig Stowhas Borghetti

EDITOR DE LA REVISTA

Alberto de la Fuente Stranger

*DISEÑO: Carla Jimenez;
Fernanda Rojas Silva*

COMITÉ REVISOR

Ricardo Gonzalez Valenzuela

José Vargas Baecheler

Yarko Niño Campos

Luis Estellé Aguirre

*IMPRESIÓN: EPS Ediciones,
Promociones y Servicios.*

DOMICILIO

San Martín 352 (Sede del Instituto de Ingenieros de Chile)

Santiago

2 698 40 28 / 2 696 86 47

www.sochid.cl

FOTO PORTADA

Dique de Oosterschelde, Holanda

Tabla de Contenidos

· Editorial	07
· Generación Estocástica de Series de Precipitaciones diarias en Chile Continental incorporando Datos de Reanálisis · Olave, P. y Vargas, X.	09
· Sistema de Espigones desembocadura Río Maule · Figueroa, C. ; Torres, A. y Balboa, D.	22
· Estimación de la Profundidad Máxima de Socavación alrededor de cepas de Puente en lechos de la Cordillera de la Costa · Link, O. y Montalva, G.	43
· Diseño Reposición del Cauce de Avenida Argentina, Comuna de Valparaíso, Región de Valparaíso · Estellé, L. y Stappung, C.	54
· Titulados 2014	75
· Titulados Universidad de Chile Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Departamento de Ingeniería Civil	77
· Titulados Pontificia Universidad Católica de Chile Escuela de Ingeniería Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental	81
· Titulados Universidad de Concepción Facultad de Ingeniería Departamento de Ingeniería Civil	89
· Titulados Universidad Técnica Federico Santa María Departamento Obras Civiles	91
· Titulados Pontificia Universidad Católica de Valparaíso Facultad de Ingeniería Carrera de Ingeniería Civil	95
· Titulados Universidad de la Serena Departamento de Ingeniería de Minas	99
	05

EDITORIAL

Un compromiso adquirido en el número anterior de esta revista, fue el de volver a colocar en el primer plano a las obras hidráulicas. Esa es la temática de este número donde se publican 4 artículos: dos estrechamente relacionados con obras hidráulicas existentes, y otros dos donde se nos entrega nueva información para mejorar nuestros diseños. Espero que este pequeño impulso motive a otros profesionales del ámbito público y privado a participar en la elaboración de artículos para esta revista.

Es un agrado contarles que el año 2014 fue un año particularmente lleno de actividades. Organizamos el XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica de la IAHR, que se realizó en conjunto al XII Congreso Latinoamericano de Hidrogeología. Este congreso se realizó entre los días 25 y 29 de agosto y contó con la participación de cerca de 600 asistentes y presentación de 470 trabajos en las áreas de la SOCHID. Destacaron además los cursos pre-congreso de Leonardo Chamorro, Marcelo García y Gregory Morris; y las charlas magistrales de Marcelo García y Aldo Tamburrino.

En octubre se realizaron en Concepción las XII Jornadas de Hidráulica Francisco Javier Domínguez, las que este año fueron organizadas por el departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción. El tema de las jornadas fue “El uso de sensores remotos en la Ingeniería Hidráulica”, y contaron con la participación de 16 expositores y 75 asistentes.

Finalmente, después de 6 años de interrupción, entre el 15 y el 17 de octubre se realizó el VI Seminario Internacional de Ingeniería y Operación Portuaria en la ciudad de Iquique, que contó con la participación de alrededor de 20 expositores y más de 150 asistentes. Con este seminario esperamos nuevamente dar un nuevo impulso al área marítima costera en nuestra sociedad.

Esperamos que este número sea de su agrado, y los invitamos a seguir participando activamente en nuestra sociedad.

Alberto de la Fuente Stranger
Editor

GENERACIÓN ESTOCÁSTICA DE SERIES DE PRECIPITACIONES DIARIAS EN CHILE CONTINENTAL INCORPORANDO DATOS DE REANÁLISIS

Patricio Olave¹ y Ximena Vargas²
Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile

RESUMEN

Para el diseño de obras hidráulicas es muchas veces necesario contar con información de series de precipitaciones diarias que podrían haber ocurrido en un determinado lugar. Para estos efectos se debe utilizar la información medida en alguna estación considerada representativa de la zona de interés, la que puede ser escasa o inexistente. En este artículo se entregan los antecedentes necesarios para generar en forma estocástica dichas series, en cualquier zona de Chile continental. El modelo se basa en un generador de clima del tipo Richardson, cuyos parámetros se han determinado a base de 523 estaciones con información observada entre los años 1979 a 2010 que en algunos casos ha sido complementada con datos de reanálisis. Los parámetros se presentan en mapas, lo que permite obtener series diarias de precipitación que mantienen las características estadísticas de las series observadas. En las validaciones realizadas se obtienen coeficientes de determinación R^2 superiores a 0,9 en lo que a valores mensuales se refiere.

¹ Ingeniero Civil, Universidad de Chile · email: polavec@gmail.com

² Profesora Asociada, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile · email: xvargas@ing.uchile.cl

INTRODUCCIÓN

Un Generador de Clima (GC) es un modelo estocástico que se puede utilizar para simular el clima diario basado en parámetros determinados por los registros históricos.

El mayor desarrollo de los GC se inició a principios de la década de los 60. En ese momento, la investigación se limitó a la simulación de la precipitación y la aplicación se centró principalmente en la hidrología (Gabriel et al, 1962; Bailey, 1964). Hoy en día, su aplicación se enfoca a la evaluación del impacto climático en áreas como la agricultura, la erosión del suelo, uso del suelo y los sistemas ecológicos (Richardson, 1985; Wight et al, 1991; Semenov et al, 1995; Wallis et al, 1997; Bannayan et al, 1999). También se ha aplicado ampliamente en el estudio de impacto de eventos climáticos extremos, en el análisis de riesgos y posibles impactos del cambio climático (Semenov et al, 1997; Wilks, 1992; Wilks, 1999). Los modelos actuales permiten la simulación de diversas variables, incluyendo la precipitación (ocurrencia e intensidad), temperatura (máximo, mínimo, punto de rocío, y el promedio), radiación, humedad relativa y viento (velocidad y dirección) (Richardson, 1981; Richardson et al, 1984; Semenov et al, 1998; Semenov et al, 1999).

Recientemente los GC han adquirido una renovada atención y se han usado (Liao et al., 2004) tanto para estudiar el impacto del cambio climático, ya que pueden generar series alternativas de precipitaciones diarias en el futuro sobre la base de un determinado escenario climático a largo plazo, como para el estudio de eventos climáticos extremos y el análisis de riesgos. Otra ventaja destacada se refiere a que los parámetros en una ubicación no muestreada pueden ser interpolados fácilmente a partir de los sitios muestreados circundantes, lo que permite generar el clima

en dicha ubicación. Además, las cuestiones de impacto con respecto a los cambios climáticos a gran escala impulsan un fuerte interés en la vinculación de las variables del clima local y global, abriendo el camino a los llamados métodos de reducción de escala o escalamiento. Algunos autores (Maraun et al., 2010; Wilks, 2010, 2012) analizan en detalle los fuertes vínculos entre los enfoques de reducción de escala y los GC, centrándose principalmente en la forma de hacer la conexión entre los patrones de circulación global y las variables atmosféricas locales en la escala diaria.

En este artículo se entregan los antecedentes necesarios para generaren forma estocástica series de precipitaciones diarias, en cualquier zona de Chile continental, representativas del período 1979-2010.

ANTECEDENTES METODOLÓGICOS

Simulación Estocástica de Precipitación Diaria

En este modelo, la ocurrencia de lluvia es descrita por una cadena de Markov de primer orden de dos estados (día húmedo, H, o seco, S), esto es, la probabilidad de precipitación en un determinado día depende sólo de lo ocurrido en el día anterior. Este enfoque ha sido usado satisfactoriamente y estudiado extensivamente para generar la ocurrencia de lluvia (Cisternas, 1978; Larsen y Pense, 1982; Roldan y Woolhiser, 1982; Richardson 1985).

La ocurrencia de precipitación diaria en una ubicación determinada puede ser simulada por cuatro parámetros que incluyen las probabilidades de transición de día húmedo a día húmedo ($P(HH)$), de día de seco a día húmedo ($P(HS)$), parámetro de forma (α) y parámetro de escala (β) de la distribución Gamma

$$f(x) = \frac{(x/\beta)^{\alpha-1} e^{-x/\beta}}{\beta \Gamma(\alpha)} \quad x, \alpha, \beta > 0 \quad (1)$$

Debido a los cambios estacionales de la precipitación diaria en la mayor parte de Chile, se calculan estos cuatro parámetros en cada estación para cada mes. De acuerdo a ello, α y β son estimados mensualmente por el método de los momentos, es decir, $\alpha = \mu^2 / \sigma^2$ y $\beta = \sigma^2 / \mu$, donde μ es la media y σ^2 es la varianza de los montos de precipitación diaria de los días húmedos en cada mes.

Para generar un día de lluvia es necesario generar un número aleatorio que sea inferior a $P(HS)$. Para los días de lluvia la intensidad de las precipitaciones se simula con los parámetros α y β de la distribución gamma de ese mes. Para el día siguiente a un día húmedo, el número aleatorio se debe comparar con $P(HH)$ de ese mes para determinar si es un día lluvioso o un día seco. El mismo procedimiento se repite hasta que se alcanza la longitud deseada de la simulación de la precipitación.

Las probabilidades de transición son calculadas mensualmente como:

$$P(HS) = N_{HS} / N_S \quad (2)$$

$$P(HH) = N_{HH} / N_H \quad (3)$$

donde, N_{HS} es el número de días húmedos después de un día seco en el mes; N_S es el número total de días secos en el mes; N_{HH} es el número de días húmedos después de un día húmedo en el mes; N_H es el número total de días húmedos en el mes.

Si un día es simulado como húmedo, el monto de precipitación para ese día es simulado por las medias de los parámetros α y β de la distribución Gamma, según la expresión:

$$x = INV.GAMMA(p, \alpha, \beta) \quad (4)$$

Donde x es la magnitud de lluvia asociada a la probabilidad p . Es conveniente hacer notar que β tiene las mismas unidades que x .

Relleño de información usando datos de reanálisis atmosféricos

La idea básica del proyecto de reanálisis, desarrollado por los centros de protección ambiental, NCEP (National Center of Environmental Protection), y de investigación de la atmósfera, NCAR (National Center of Atmospheric Research), de Estados Unidos, fue usar el estado del arte de los sistemas de análisis y pronóstico para efectuar asimilación de datos usando la información observada pasada de manera de generar 40 años de análisis globales de campos atmosféricos, con el fin de proveer información a las comunidades de investigación y monitoreo. Particularmente, este proyecto "NCEP Climate Forecast System Reanalysis (CFSR) 6-hourly Products, January 1979 to December 2010", cuenta con datos en una resolución de $0.5^\circ \times 0.5^\circ$ los que pueden ser descargados gratuitamente desde Internet (<http://rda.ucar.edu/>).

Análisis de la información disponible

En una primera etapa se realizó una interpolación espacial de la matriz de datos de reanálisis utilizando el programa Surfer con el método de Krigging con variograma lineal, reduciendo el tamaño de la grilla a $0.05^\circ \times 0.05^\circ$. Para el período de 32 años disponible con datos de reanálisis, se analizó la información registrada en 723 estaciones de la Dirección General de Aguas (DGA) seleccionando para el estudio solo aquellas en que el porcentaje de vacíos en el período no fuese superior al 75%, lo que dio origen a una muestra con 523 estaciones cuya ubicación se señala en la Figura 1. La información faltante en el período se obtuvo estableciendo funciones de transferencia entre los valores asociados a igual probabilidad para los datos de reanálisis correspondientes a la grilla donde se ubica la estación y los observados en ésta en el período común. Estas funciones de transferencia presentaron, en general altos coeficiente de determinación ($R^2 > 0,9$).

RESULTADOS

A base de la información disponible en los 32 años comunes, considerada representativa de la grilla donde se ubica la estación, se determinan estadísticos de interés para cada mes como el número promedio de días con lluvia (ver ejemplo en Figura 2) y la precipitación mensual promedio y, también, la precipitación anual promedio.

Se presenta en la Figura 3 la variación espacial y temporal de la probabilidad de transición de día húmedo a día seco $P(HS)$ a lo largo de Chile, para algunos meses específicos (marzo, junio, septiembre y diciembre) mientras que en la Figura 4 se muestra, para los mismos meses, la probabilidad de transición de día húmedo a día húmedo.

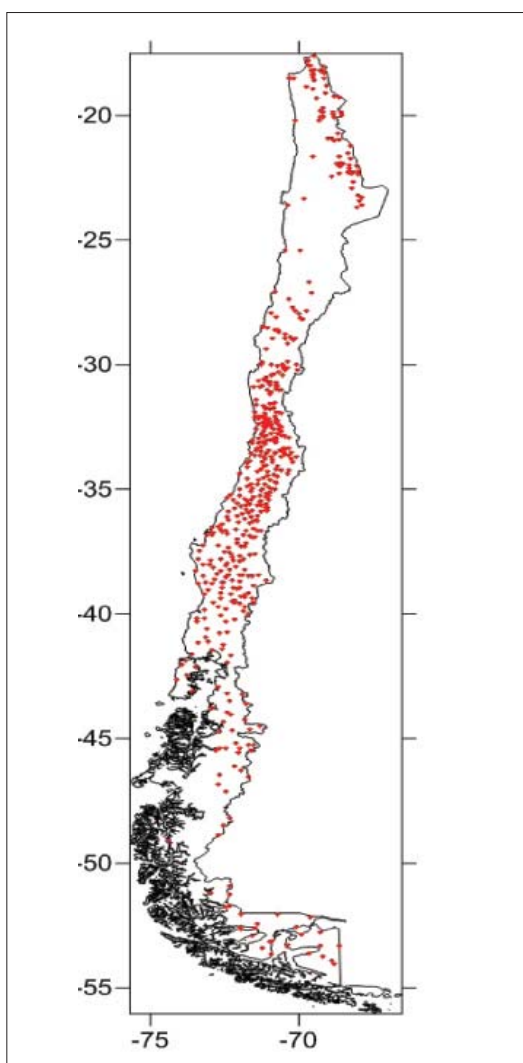


Figura 1: Ubicación de las estaciones seleccionadas para el estudio

Validación del modelo

Se seleccionaron tres estaciones meteorológicas, Melozal, Laja y Vilcún, cuyos parámetros de generación ($\alpha, \beta, P(HH)$ y $P(HS)$) se determinaron a partir de interpolación espacial. A modo de ejemplo, en la Figura 5 se muestra el mapa del parámetro β (mm) interpolado en Chile Continental para el mes de enero.

Una vez elaborados los mapas de interpolación necesarios para la generación de lluvia, se obtienen los valores de $\alpha, \beta, P(HH)$ y $P(HS)$ en las coordenadas de interés. Los parámetros

obtenidos por interpolación y a partir de las series observadas (rellenadas) se comparan en las tablas 1 a 3, donde el subíndice en el nombre del parámetro indica el obtenido por interpolación espacial (int).

En cada punto, se ejecutó el GC para obtener una serie de 32 años representativa del período 1979-2010. La validación se hizo mediante el análisis de magnitudes de precipitación y número de días con lluvia en términos de valores medios mensuales, como se muestra en las Figuras 6 y 7 para una serie generada.

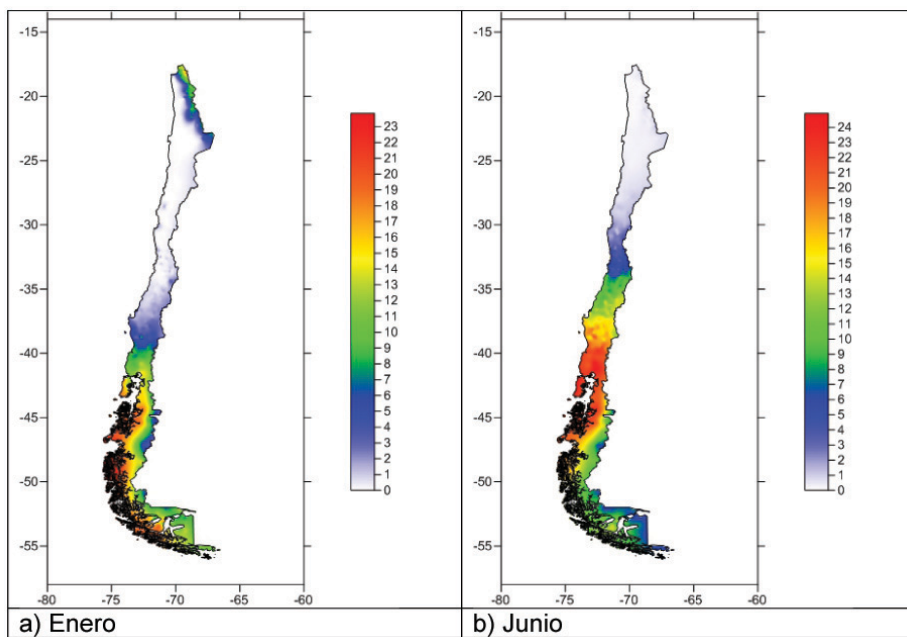


Figura 2: Ejemplo de distribución espacial del número promedio de días con lluvia, NDLL

Tabla 1: Parámetros requeridos para la generación de magnitudes de lluvia diaria, obtenidos a partir de la serie observada rellena y por interpolación espacial, estación Melozal.

PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
α	1.2	0.4	0.7	0.6	0.9	0.9	0.8	0.9	0.7	0.8	0.5	0.7
α_{int}	0.8	0.5	0.8	0.6	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.9	0.6	0.7
β	3.5	23.2	12.5	18.7	16.9	17.8	17.5	12.1	14.7	8.9	15.5	10.5
β_{int}	5.9	24.5	12.3	17.2	17.8	16.3	15.5	13.3	13.5	9.9	16.7	11.0
$P(HH)$	0.1	0.2	0.2	0.4	0.5	0.6	0.5	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2
$P(HH)_{int}$	0.1	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.6	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2
$P(HS)$	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0
$P(HS)_{int}$	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0

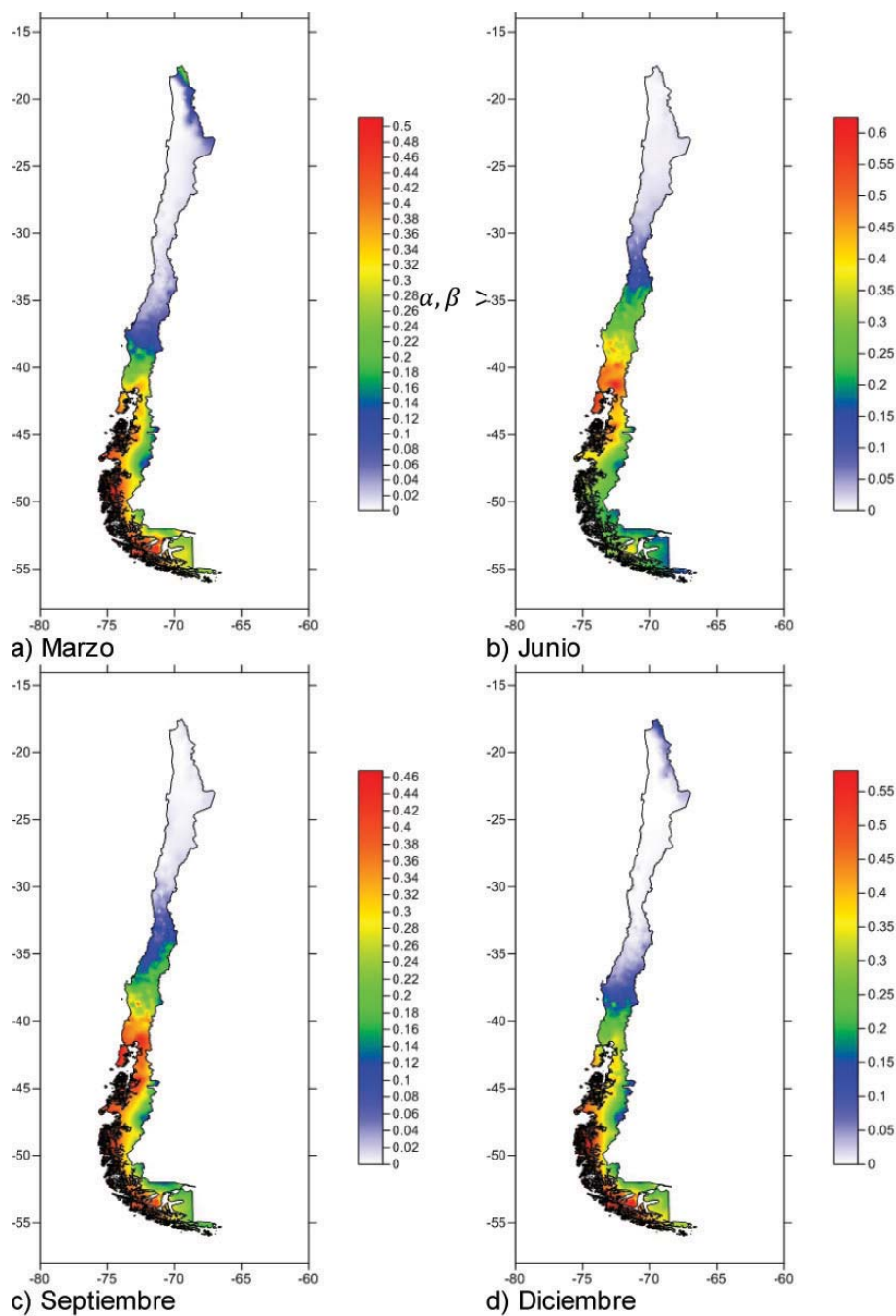


Figura3: Ejemplo de probabilidades de transición de día húmedo a día seco, $P(HS)$

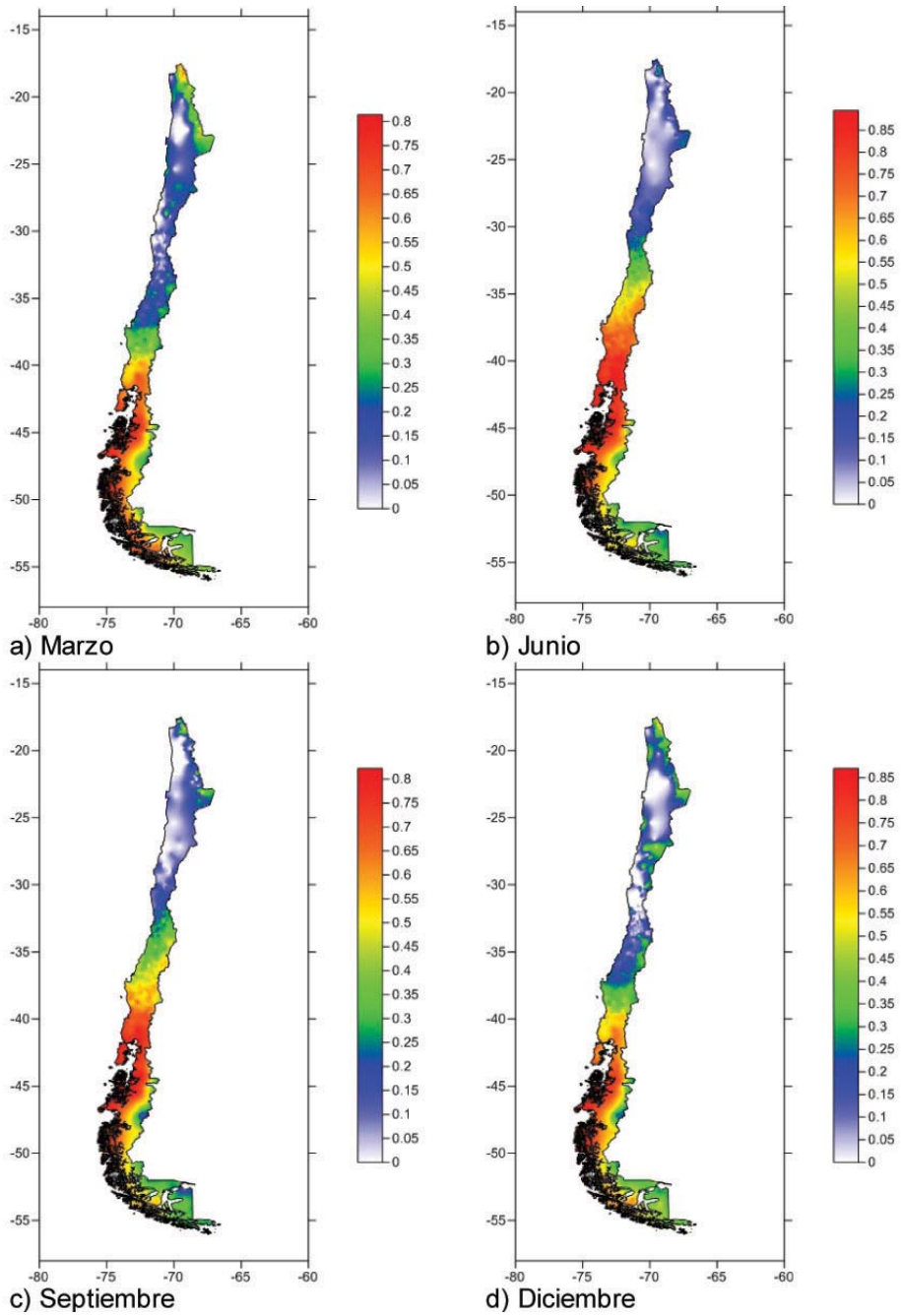


Figura 4: Ejemplo de probabilidades de transición de día húmedo a día húmedo, $P(HH)$

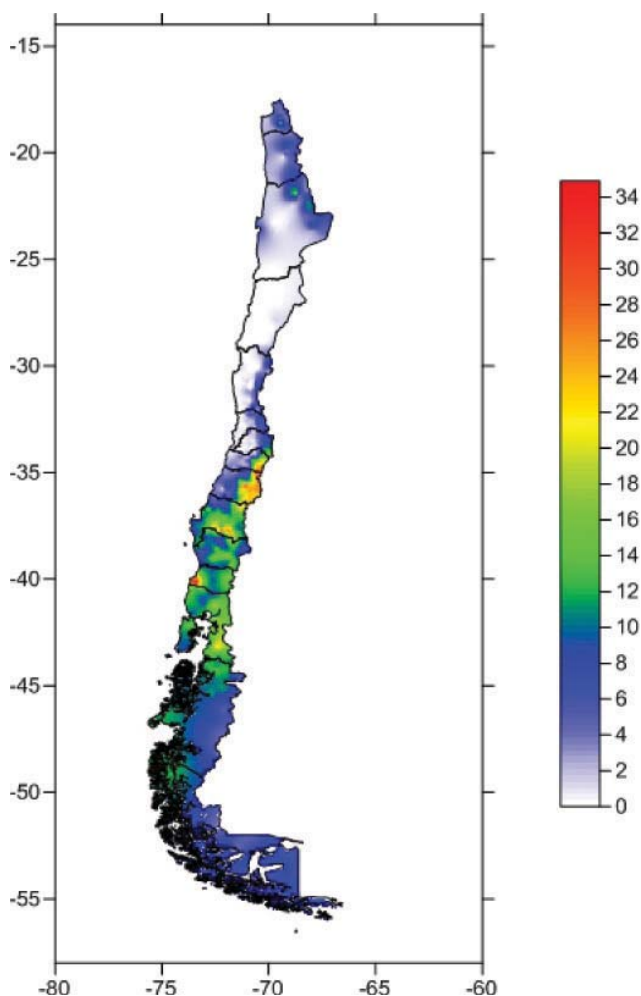


Figura 5: Mapa interpolado del parámetro β (mm) para el mes de enero

Tabla 2: Parámetros requeridos para la generación de magnitudes de lluvia diaria, obtenidos a partir de la serie observada rellenada y por interpolación espacial, estación Laja.

PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
α	1.2	0.7	0.6	0.6	1.0	1.1	1.1	1.0	1.1	0.7	0.5	1.2
α_{int}	0.8	0.8	0.5	0.7	0.9	1.0	0.9	0.9	0.9	1.0	0.7	0.9
β	9.9	9.6	13.1	20.3	17.3	15.4	12.7	13.3	9.2	13.8	17.0	6.7
β_{int}	15.9	14.6	22.6	19.4	22.2	18.6	18.4	16.6	12.9	9.4	15.5	12.7
P(HH)	0.1	0.2	0.2	0.4	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
P(HH)_{int}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.7	0.6	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
P(HS)	0.0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1
P(HS)_{int}	0.0	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1

Tabla 3: Parámetros requeridos para la generación de magnitudes de lluvia diaria, obtenidos a partir de la serie observada rellenada y por interpolación espacial, estación Vilecún

PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
α	0.8	0.7	0.8	0.7	0.9	1.0	1.4	1.1	1.1	0.9	0.8	0.9
α_{int}	1.0	1.0	0.9	1.0	1.1	1.1	1.3	1.3	1.2	1.2	0.9	0.9
β	12.1	17.1	12.7	17.5	19.2	16.6	11.1	11.9	10.9	12.6	12.1	13.0
β_{int}	12.2	13.1	11.5	14.0	15.6	15.3	11.7	10.9	9.4	9.6	12.8	12.9
P(HH)	0.2	0.3	0.4	0.4	0.6	0.7	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4	0.3
P(HH)_{int}	0.3	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4
P(HS)	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.4	0.3	0.3	0.2	0.3	0.2	0.2
P(HS)_{int}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.1

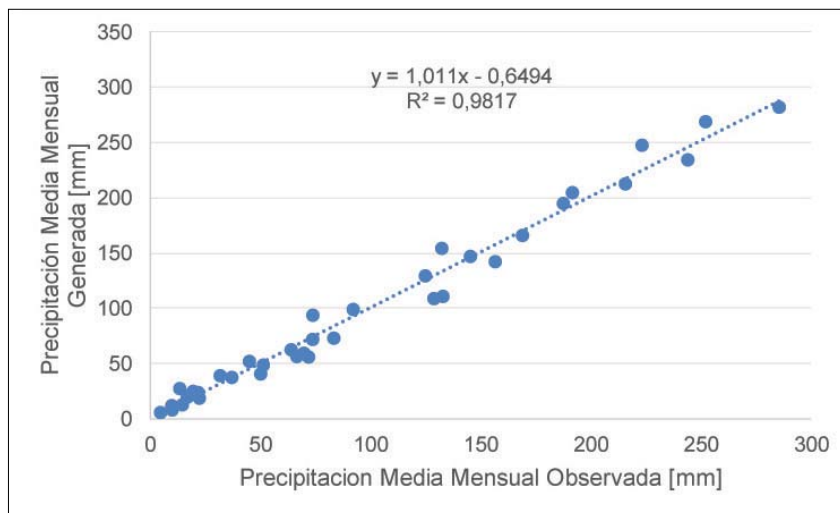


Figura 6: Precipitación mensual promedio observada y generada de las estaciones consideradas en la validación

En ambas figuras se aprecia que las desviaciones son bajas, lo que queda demostrado por el alto valor del coeficiente de determinación ($R^2 > 0.9$), el valor cercano a 1 de la pendiente y el punto de corte cercano a 0 de las rectas ajustadas.

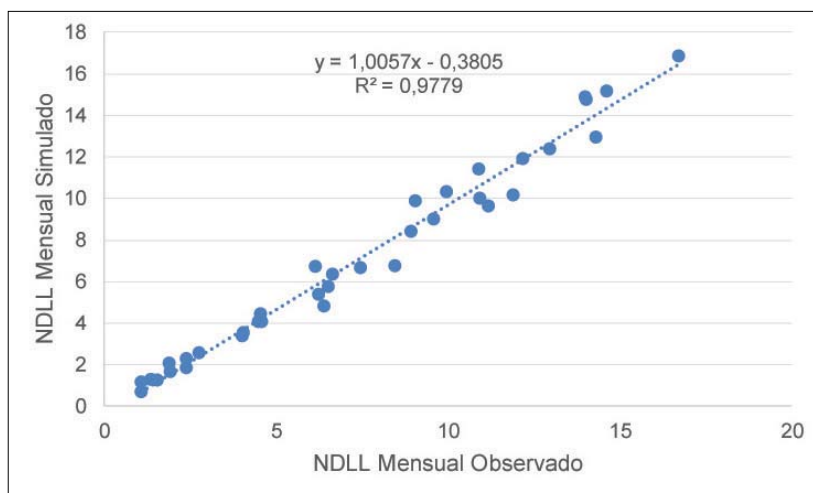


Figura 7: Número de días con lluvia promedio observado y simulado en la etapa de validación

Para facilitar el uso de esta metodología se han elaborado mapas de los parámetros de interés, los que se pueden consultar en:

- Mapa con el parámetro de generación de lluvia diaria α :

http://worldmap.harvard.edu/maps/alfa_polave

- Mapa con el parámetro de generación de lluvia diaria β :

http://worldmap.harvard.edu/maps/beta_polave

- Mapa con el parámetro de generación de lluvia diaria P(HH) (probabilidad de que llueva hoy dado que ayer llovió):

http://worldmap.harvard.edu/maps/phh_polave

- Mapa con el parámetro de generación de lluvia diaria P(HS) (probabilidad de que llueva hoy dado que ayer no llovió):

http://worldmap.harvard.edu/maps/phs_polave

En la Figura 8 se presentan, para las tres estaciones, las curvas de duración de diez series de precipitación diarias generadas con los parámetros estimados a base de la distribución espacial propuesta y se comparan con las observadas. Se aprecia una gran similitud entre las curvas aunque en el caso de la estación Laja se aprecia una sobre estimación sistemática de los valores lo que se atribuye a las diferencias entre los valores observados y estimados del parámetro β .

Al realizar los test de diferencias de medias y de varianzas se determina que, para las estaciones Melozal y Laja los conjuntos de series generadas pertenecen a la misma población que la serie observada; sin embargo, en el caso de la estación Laja sólo algunas de ellas pertenecen a la misma población que la serie observada aunque todas las generadas pertenecen a la misma población.

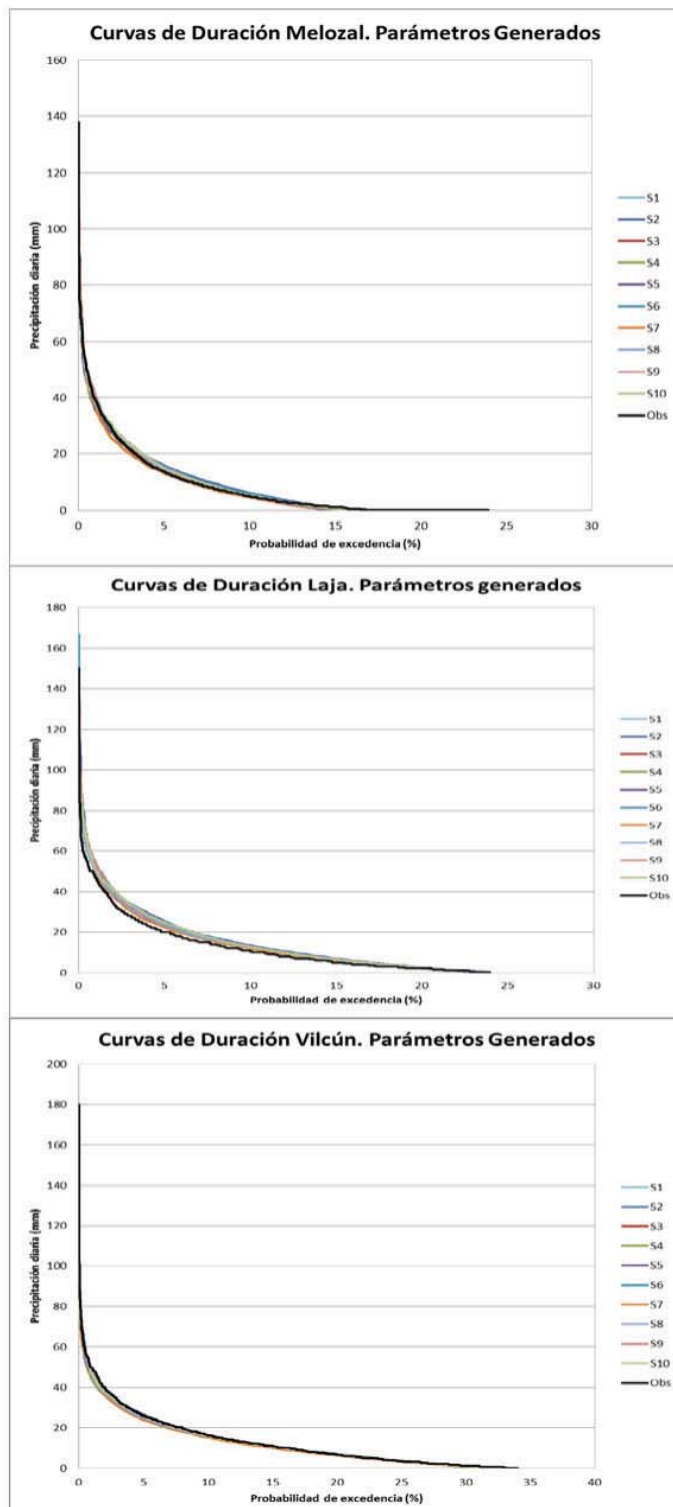


Figura 8: Curvas de duración de las series de precipitación observadas y generadas.

La distribución mensual de las diez series de precipitaciones diarias generadas con los parámetros estimados a base de la distribución espacial propuesta se mantiene semejante a la observada aún en el caso de la estación Laja según se observa en la Figura 9.

Se compara además en esta figura la distribución mensual observada de las precipitaciones con los valores promedio de diez series generadas con los parámetros α , β , P(HH) y P(HS) obtenidos de la serie observada. En ambos casos se muestra el rango de la precipitación mensual promedio P_g más y menos la desviación estándar, s .

Se observa que no siempre el valor observado queda contenido en el rango señalado aún en el caso de usar los parámetros observados.

Debido a lo anterior, se considera que, previo al uso de las series obtenidas, debe verificarse que éstas pertenecen a la misma población, de acuerdo a los test usuales de diferencias de medias y de varianzas.

Cuando no se tiene una serie observada la validación debe realizarse seleccionando una de las series generadas como referencia hasta lograr que todas las series pertenezcan a la misma población.

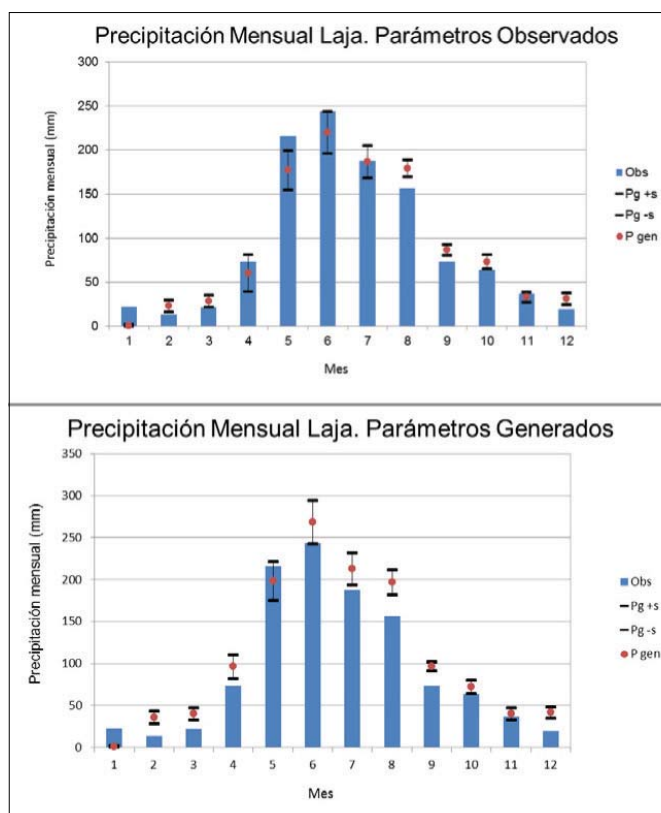


Figura 9: Precipitaciones Mensuales Promedio en Estación Laja generadas (Pgen) a base de parámetros derivados de serie observada (Obs) y derivados de mapas.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos permiten concluir que la metodología puede ser usada para obtener una o más series alternativas a la serie histórica para el período 1979 a 2010. Se recomienda realizar al menos el test de diferencias de medias y varianzas para verificar que las series generadas pertenezcan a la misma población.

Referencias Bibliográficas

Bailey J., 1964. *The Elements of Stochastic Processes*. Wiley, New York.

Bannayan M., Crout, N. M. J., 1999. A stochastic modelling approach for real-time forecasting of winter wheat yield. *Field Crops Research*, 62: 85-95.

Chen, D., Achberger C., Postgård U., Walther A., Liao Y., Ou, T., 2008. Using a weather generator to create future daily precipitation scenarios for Sweden. Göteborg, University of Gothenburg

Cisternas E., 1978. *Formulación y aplicación de un modelo de generación estocástica de precipitaciones diarias*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile

Gabriel R., Neumann J., 1962. A Markov chain model for daily rainfall occurrence in Tel Aviv, Israel. *Q. J. R. Met. Soc.*, 88: 90-95.

Larsen G. A. y Pense R. B., 1982. Stochastic simulation of daily climatic data for agronomic models. *Agron. J.* 74:510-514.

Liao Y., Zhang Q. y Chen D., 2004. Stochastic modeling of daily precipitation in China. *Journal of Geographical Sciences*, 14(4), 417-426.

Olave P., 2015. *Generación de montos diarios de precipitación a partir de series observadas rellenas con datos de reanálisis*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile

Maraun D., Wetterhall F., Ireson A. M., Chandler R. E., Kendon E. J., Widmann M., Brienen S., Rust H. W., Sauter T., Themeß M., Venema V. K. C., Chun K. P., Goodess C. M., Jones R. G., Onof C., Vrac M., Thiele-Eich I., 2010. Precipitation downscaling under climate change. Recent developments to bridge the gap between dynamical models and the end user.

Richardson C., 1981. Stochastic simulation of daily precipitation, temperature, and solar radiation. *Water Resources Research*, 17: 182-190.

Richardson C. W., Wright D. A., 1984. WGEN: a model for generating daily weather variables. SDA-ARS, ARS-8.

Richardson W., 1985. Weather simulation for crop management models. *Trans. ASAE*, 8: 1602-1606.

Roldan J. and Woolhiser D. A., 1982. Stochastic daily precipitation models, 1. A comparison of occurrence processes. *Water Resour. Res.* 18:1461-1468.

Saha S. et al., 2010. NCEP Climate Forecast System Reanalysis (CFSR) 6-hourly Products, January 1979 to December 2010. Research Data Archive at the National Center for Atmospheric Research, Computational and Information Systems Laboratory. <http://dx.doi.org/10.5065/D69K487J>. Accessed 06may2014.

Semenov M. A., Porter J. R., 1995. Climatic variability and the modelling of crop yields. *Agricultural and Forest Meteorology*, 73: 265-283.

Semenov M., Barrow E., 1997. Use of a stochastic weather generator in the development of climate change scenarios. *Climatic Change*, 35: 397-414.

Semenov M., Brooks R. J., 1999. Spatial interpolation of the LARS-WG stochastic weather generator in Great Britain. *Climate Research*, 11: 137-148.

Wallis R., Griffiths J. F., 1997. Simulated meteorological input for agricultural models. *Agricultural and Forest Meteorology*, 88: 241-258.

Wight J., Hanson C., 1991. Use of stochastically generated weather records with rangeland simulation models. *Journal of Range Management*, 44: 282-285.

Wilks D., 1992. Adapting stochastic weather generation algorithms for climate change studies. *Climatic Change*, 22: 67-84.

Wilks D., 1999. Interannual variability and extreme-value characteristics of several stochastic daily precipitation models. *Agricultural and Forest Meteorology*, 93: 153-169.

Wilks D., 2010. Use of stochastic weather generators for precipitation downscaling. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Climate Change* Volume 1, Issue 6: 898-907

Wilks D., 2012. Stochastic weather generators for climate-change downscaling, part II: multivariable and spatially coherent multisite downscaling. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Climate Change*, Volume 3, Issue 3: 267-278

SISTEMA DE ESPIGONES DESEMBOCADURA RÍO MAULE

Figueroa, Cristian¹; Torres, Alberto²; Balboa, Daniel³
Dirección de Obras Portuarias, Ministerio de Obras Públicas, Chile

RESUMEN

Desde hace más de 40 años ha existido la inquietud y la necesidad de controlar la dinámica sedimentológica de la parte baja y de la desembocadura del río Maule, debido a la influencia que genera la interacción del sistema marítimo-fluvial sobre la navegabilidad en el río. Este trabajo analiza aproximadamente 20 años de cambios producidos por un sistema de cuatro espigones construidos por la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas (DOP) en el tramo frente a la ciudad de Constitución. Se presenta una revisión de los estudios realizados a la fecha, análisis de fotografías aéreas y batimetrías ejecutadas por el servicio. Los resultados muestran la estabilización de las formas dinámicas del cauce del río, permitiendo así mejoras en las condiciones de navegabilidad y la consolidación de la ribera adyacente al sector urbano de la ciudad.

¹ Dirección de Obras Portuarias, Ministerio de Obras Públicas, Chile · email: cristian.figueroa@mop.gov.cl;

² Dirección de Obras Portuarias, Ministerio de Obras Públicas, Chile · email: alberto.torres@mop.gov.cl;

³ Dirección de Obras Portuarias, Ministerio de Obras Públicas, Chile · email: daniel.balboa@mop.gov.cl

INTRODUCCIÓN

El río Maule desemboca inmediatamente al norte de la ciudad de Constitución, ubicada en la región del Maule, y distante aproximadamente a 100 km de su capital regional, Talca. Es uno de los ríos más importantes del país en cuanto al tamaño de su cuenca hidrográfica, la cual abarca una superficie de 20.300 km². Nace en laguna del Maule, ubicada en la cordillera de los Andes y tiene como tributarios en su curso superior a los ríos Puelche, Los Cipreses, Claro y Melado. En la zona de la depresión intermedia tiene como principal afluente al río Loncomilla, para finalmente desembocar en el mar, después de haber recorrido casi 240 km desde su nacimiento, con un ancho máximo aproximado de 1.000 m.

La estación fluviométrica más cercana a la desembocadura del río Maule y que depende de la Dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas (DGA), corresponde a la estación Río Maule en Forel (código BNA 7383001-K), distante 27 km hacia aguas arriba de la desembocadura del río Maule. Aguas abajo de la estación citada no existe ningún tributario que aporte significativo. Los caudales máximos instantáneos estimados para distintos periodos de retorno, se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Caudales máximos instantáneos río Maule en Forel.

T de Retorno (años)	Caudal (m ³ /s)
2	3316
5	9158
10	12849
25	15743
50	16847
100	17427

Según el Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias de Constitución, desarrollado por Arrau (2010), los caudales máximos instantáneos del río Maule en su desembocadura, obtenidos a partir de métodos indirectos, se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2.- Caudales máximos instantáneos río Maule en desembocadura (Fuente: Arrau, 2010).

T de Retorno (años)	Caudal (m ³ /s)
2	6395
5	10696
10	13206
25	16567
50	18929
100	21188

Obras existentes en la zona estuarial

Las obras fluviales existentes en la parte baja del río Maule, desde aguas arriba hacia aguas abajo, se muestran en la Figura 1 y corresponden a las siguientes:

- Espigón El Dique
- Espigón Fiscal
- Espigón Orrego
- Protección de ribera oeste (lado Constitución)
- Espigón Quivolgo

Obras existentes en la zona marítima

Las obras marítimas existentes en la zona cercana a la desembocadura, corresponden a dos espigones marítimos construidos durante la década del '60 y ubicados justo hacia el sur de la desembocadura del río Maule, en la actual zona en donde se emplaza la Planta de Celulosa, y cuya finalidad correspondía a otorgar abrigo ante la acción del oleaje reinante en la zona para permitir el funcionamiento de la pesca artesanal.

Durante la construcción de las obras, la dinámica litoral produjo, en el corto plazo, el embancamiento entre dichos espigones, lo cual se tradujo en la formación de una playa y la imposibilidad de generar una zona de abrigo, descartando así totalmente el emplazamiento de obras destinadas a la pesca artesanal en las cercanías de la desembocadura del río Maule. Las obras marítimas existentes en la actualidad se muestran en la Figura 1.

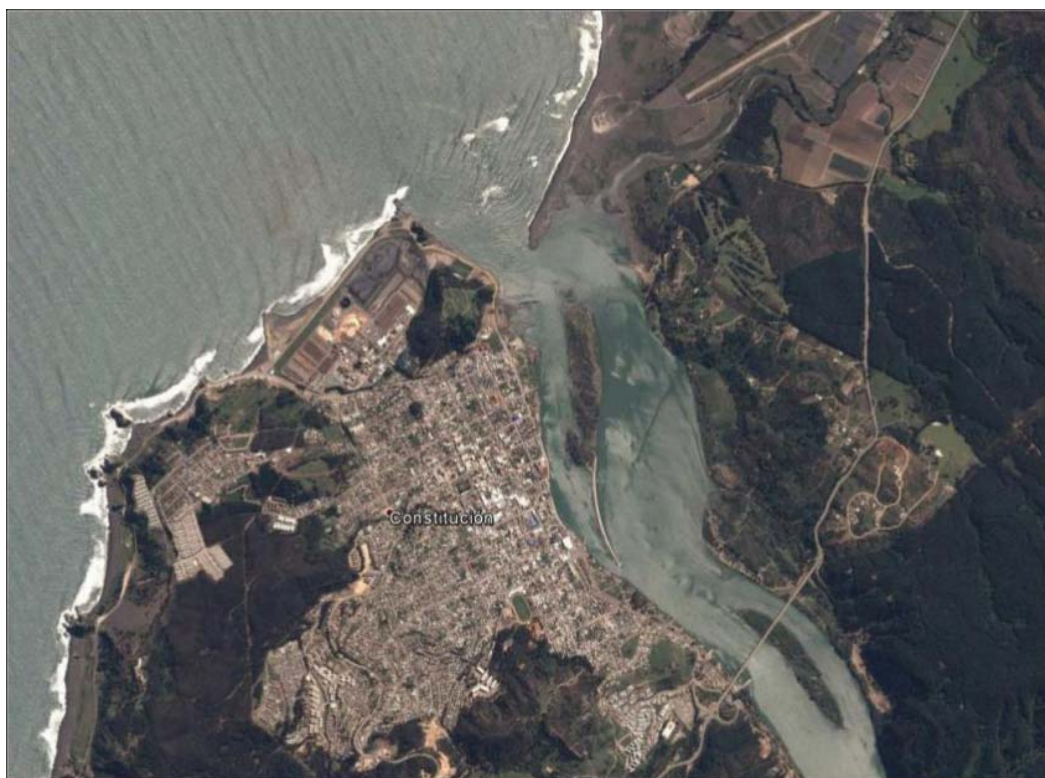


Figura 1.- Obras fluviales y marítimas existentes en la parte baja del río Maule (Google Earth, 2013).

Estudios realizados a la fecha

Entre los años 1970 y 1971, el Instituto Nacional de Hidráulica del Ministerio de Obras Públicas (INH), entregó un informe denominado “Mejoramiento de la Desembocadura del Río

Maule”, el cual incluyó una modelación física realizada en la parte baja del río, y cuyos principales resultados se muestran en la planta esquemática de la Figura 2.

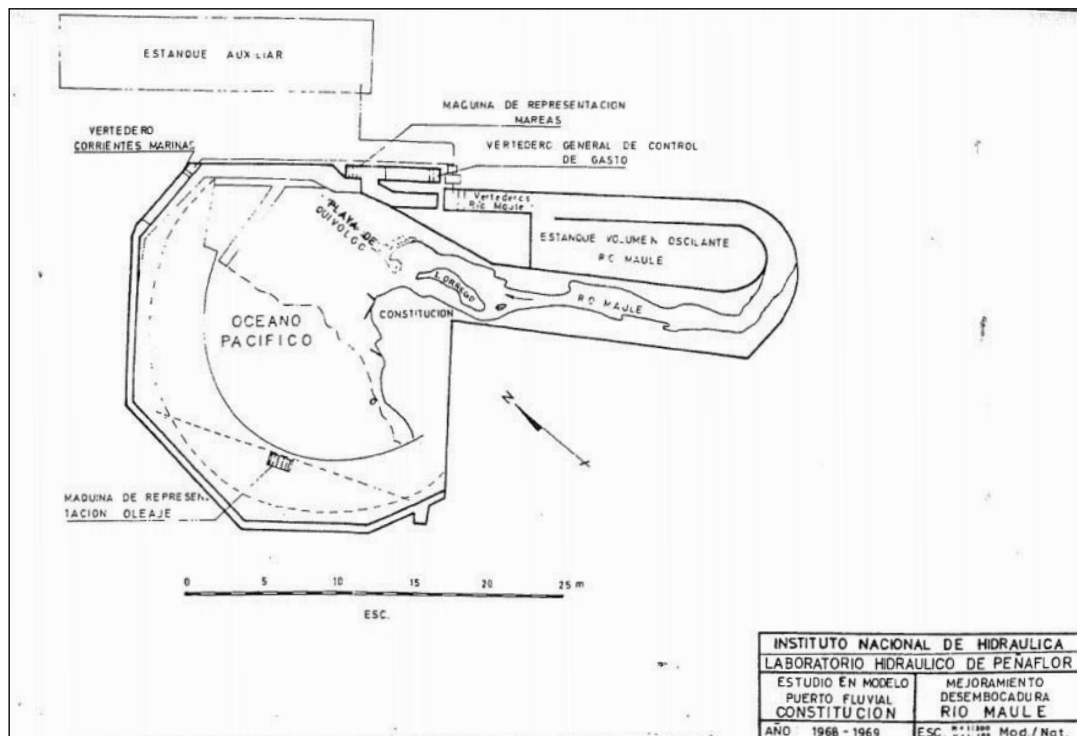


Figura 2.- Esquema de modelo físico de la desembocadura del río Maule (INH, 1970).

El estudio propuso el encauzamiento de la boca de salida del río a través de la construcción de un espigón fluvio-marítimo y la reconstrucción

del espigón Quivolgo para evitar la deriva de la barra. La Figura 3 muestra la ubicación en planta de las obras mencionadas.

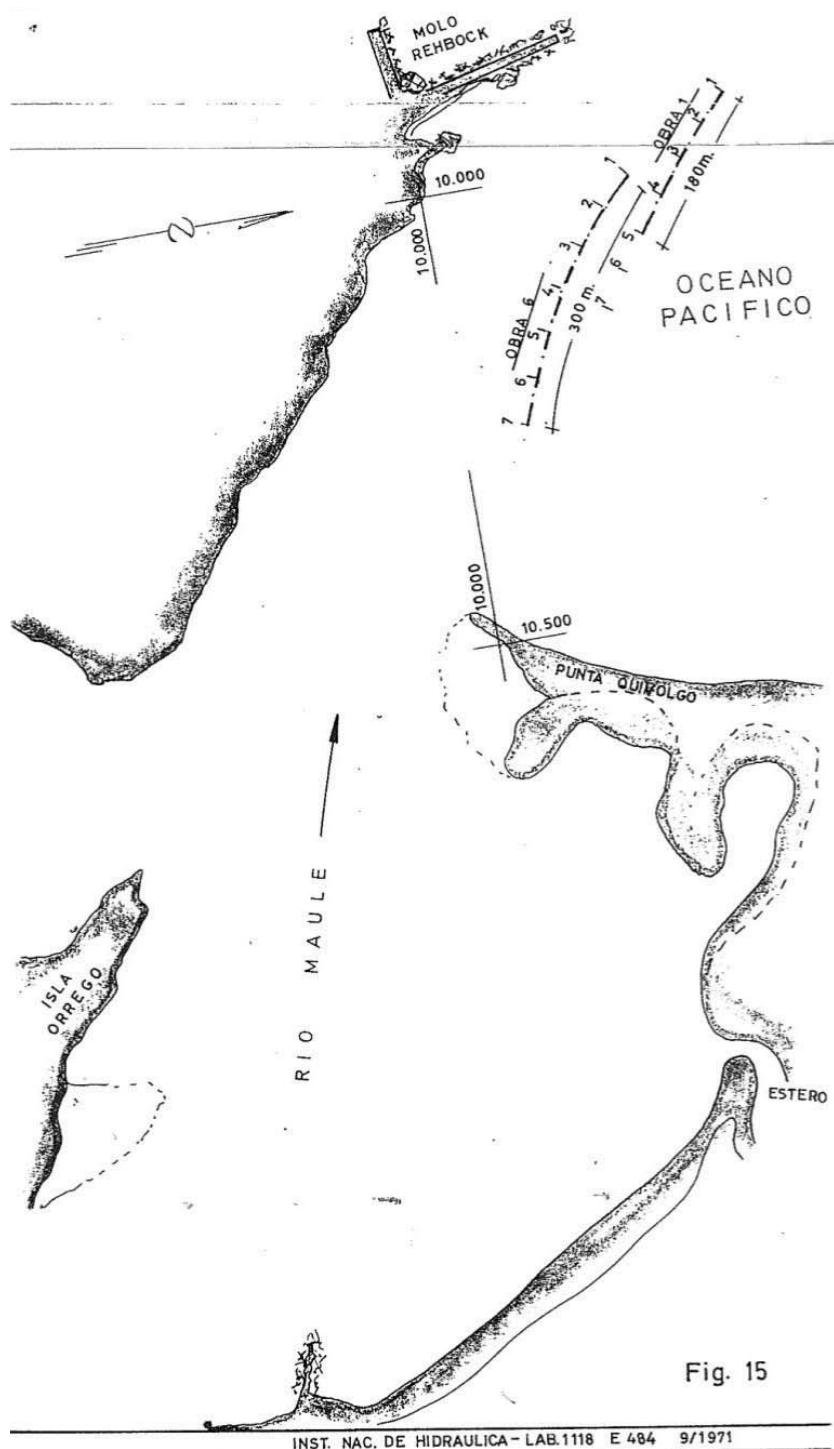


Figura 3.- Alternativas de encauzamiento de desembocadura (INH, 1971).

En el año 1991, el INH desarrolló el “Estudio Teórico de Hidráulica Fluvial sobre el Curso Inferior del Río Maule frente a Constitución, sector Puntilla El Dique a Estero Quivolgo y Desembocadura”, en el cual se analizó el comportamiento de la parte baja del río Maule para crecidas de 10.000 y 17.000 m³/s, las que provocaban peligro de inundación en la ciudad de Constitución debido a intervenciones no controladas en

el cauce, tales como la voladura parcial de la puntilla sumergida del sector El Dique, la materialización de rellenos en el lado norte para el varado de barcazas que transportaban vehículos de carga y particulares, y el deterioro del espigón Quivolgo, que prácticamente había desaparecido como singularidad. La Figura 4 muestra la ubicación del antiguo varadero de barcazas.



Figura 4.- Foto aérea de desembocadura del Maule (DOP, noviembre de 1996).

El río Maule desemboca inmediatamente al El citado estudio del año 1991 propuso la construcción de las siguientes obras:

- Espigón Puntilla El Dique: Obra proyectada con el objeto de sustituir la piedra El Dique. Consiste en un espigón de 65 m de largo, coronado a la cota +5,0 m NRS (Nivel de Reducción de Sondas), con núcleo de rocas de tamaño mayor a 75 kg y coraza de roca de 1500 kg.

- Espigón Recinto Fiscal: Obra proyectada con el objeto de colaborar junto con el espigón Puntilla El Dique para encauzar el río por el brazo principal, disminuyendo la influencia del brazo secundario adyacente a la ciudad y protegiendo la ribera sur del río Maule. Consiste en un espigón de 60 m de largo coronado a la cota +5,0 m NRS, con núcleo de rocas de tamaño mayor a 75 kg y coraza de roca de 500 a 2000 kg.

- Espigón Orrego: Obra proyectada para restituir la acción de la isla Orrego en su extremo sur original, destruido por la pérdida de la Puntilla El Dique y por los rellenos para barcazas de la ribera norte, además de impedir que ingrese el flujo principal a la ciudad en casos de inundación. Consiste en un espigón de 536 m de largo, coronado a la cota +3,0 m NRS con un radio de 957,5 m.

- Espigón Quivolgo: Se considera la reconstrucción del espigón que fue modelado en el estudio de 1971, que en conjunto junto con el espigón Desembocadura y el existente molo Rehbock permiten el mantenimiento de un canal en la desembocadura, evitando la formación de la barra por la primacía del factor marítimo. Debido a su coronamiento variable, con gran parte de su longitud sumergida, el espigón no interfiere con la evacuación de crecidas ya que deja pasar sobre sí parte importante del caudal. Se propusieron tres etapas de ejecución de 0 a 200 m, de 200 a 350 m y de 350 a 400 m de longitud.

- Espigón Desembocadura: Corresponde a la obra propuesta por el estudio de 1971, compuesta de dos tramos, uno de 300 m mar adentro y otro de 320 m hacia aguas arriba de la desembocadura.

En el año 1993, la Empresa Consultora CADE-IDEPE desarrolló el “Estudio Construcción Estabilización Barra Río Maule Constitución VII Región”, que consistió en un estudio de prefactibilidad en base a los resultados del informe del INH de 1991, y que incluyó un informe geotécnico, anteproyecto de obras, evaluación de impacto ambiental y económica del proyecto, y recomendó la ejecución de las obras propuestas por el INH, y que se muestran en la Figura 5.

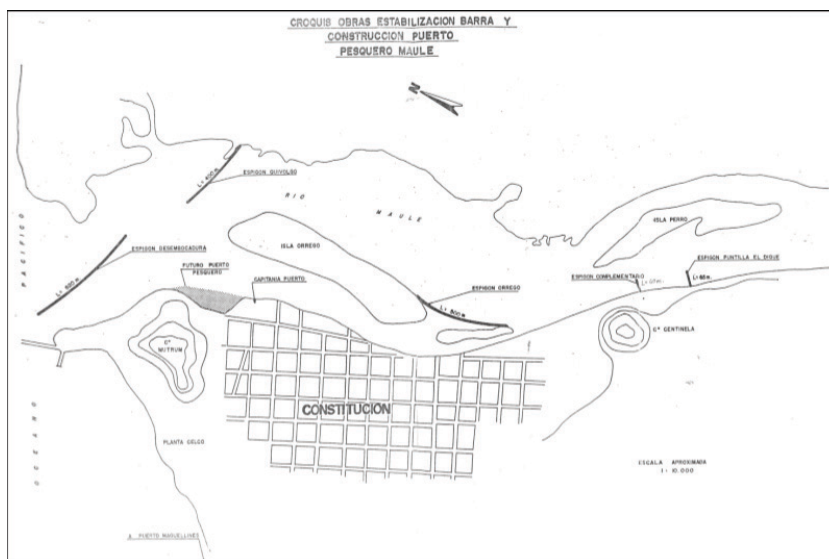


Figura 5.- Obras propuestas para mejoramiento de desembocadura (CADE-IDEPE, 1993).

En el año 1997, el INH desarrolló el “Proyecto de Ingeniería Espigón Desembocadura del Río Maule VII Región”, cuyo objetivo fue diseñar el espigón de la desembocadura propuesto en la modelación física desarrollada por el INH en el año 1971. Se propusieron dos alternativas para un espigón de 300 m de longitud, la primera correspondiente a una escollera y cuyo diseño consistió en una coraza compuesta por dos capas de dolos de 6,5 toneladas c/u para el tronco del espigón y de 12 toneladas c/u para el cabezo extremo costa afuera, además de un dragado de 330.000 m³ de material para fundar las obras a la cota -10,0 m NRS; y la segunda alternativa correspondiente a gaviones de tablestaca metálica rellenos con material chancado y enrocado de protección al pie, para la protección de las obras ante la socavación.

CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE ESPIGONES

Obras realizadas a la fecha

07/1991	Mejoramiento Condiciones Río Maule Sector Piedra El Dique, Estero Quivolgo y Desembocadura
10/1992	Conservación Espigón Quivolgo.
1993	Mejoramiento Espigón Piedra El Dique y Quivolgo.
1995	Construcción espigón Orrego y Recinto Fiscal Río Maule.
1996	Prolongación de Espigón Quivolgo.
1996	Estabilización Barra Río Maule. Dragado Sector Isla del Perro.
1997	Reparación Espigón Orrego en Río Maule, obra de emergencia.
1998	Reparación en Arranque Espigón Orrego Río Maule.
2000	Enrocados de protección espigones Orrego y Quivolgo.
08/2008 – 01/2009	Conservación Espigones Fluviales Río Maule Constitución 1° Etapa.
04-11/2009	Conservación Espigones Fluviales Río Maule, Constitución 2a Etapa.
06/2009 – 02/2010	Conservación Espigones Fluviales Río Maule, Constitución 3a Etapa.
05-08/2010	Conservación y Reparación de Espigón Fluvial Río Maule, Espigón Piedra El Dique.
06-08/2010	Reparación Espigón Fiscal.
08-12/2011	Conservación Espigón Quivolgo, Etapa I.
08/2011 – 03/2012	Conservación Espigón Orrego, Constitución.
07/2013 – 04/2014	Conservación Espigón Quivolgo Etapa II.

ANÁLISIS DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE ESPIGONES

FOTOGRAFÍAS AÉREAS

La DOP cuenta con una serie de fotografías aéreas de la desembocadura del río Maule, las cuales abarcan un periodo comprendido entre los años 1996 hasta el 2003.

- Fotografías del 14 de noviembre de 1996 (Figuras 6, 7 y 8):

El caudal medio diario en la estación Maule en Forel fue de 176 m³/s para el día en cuestión. Se observa una gran embancamiento en el lado sur de la desembocadura al pie del cerro Mutrún (Figura 7), lo cual desplaza la boca de salida del río hacia el norte (Figura 6). Además, se aprecia claramente el efecto que produce sobre el flujo hacia aguas abajo la punta del espigón El Dique (Figura 8).



Figura 6.- Vista aérea del tramo bajo del Maule (DOP, noviembre de 1996).



Figura 7.- Vista aérea de la desembocadura del Maule (DOP, noviembre de 1996).



Figura 8.- Vista aérea de la isla del Perro y los espigones Fiscal y El Dique (DOP, noviembre de 1996).

- Fotografías del 18 de octubre de 1997 (Figuras 9, 10 y 11):

El caudal medio diario en la estación Maule en Forel fue de 1.609 m³/s para el día en cuestión. Dos días antes ocurrió el peak de la crecida que alcanzó los 3.971 m³/s. Se observa un retroceso de la barra ubicada al pie del cerro Mutrún, lo que conlleva a un avance de la boca de salida hacia el sur (Figuras 9 y 10). Además se visualizan cambios en el sistema de espigones, específicamente, la construcción del espigón Orrego en el año 1995 y el alargue del espigón Quivolgo del año 1996 (Figura 11), que con la ayuda del extremo de aguas abajo de la isla Orrego desvían el flujo del río hacia la ribera sur.



Figura 9.- Vista aérea de la parte baja del Maule en pleamar (DOP, octubre de 1997).



Figura 10.- Vista aérea de la boca de salida en bajamar (DOP, octubre de 1997).

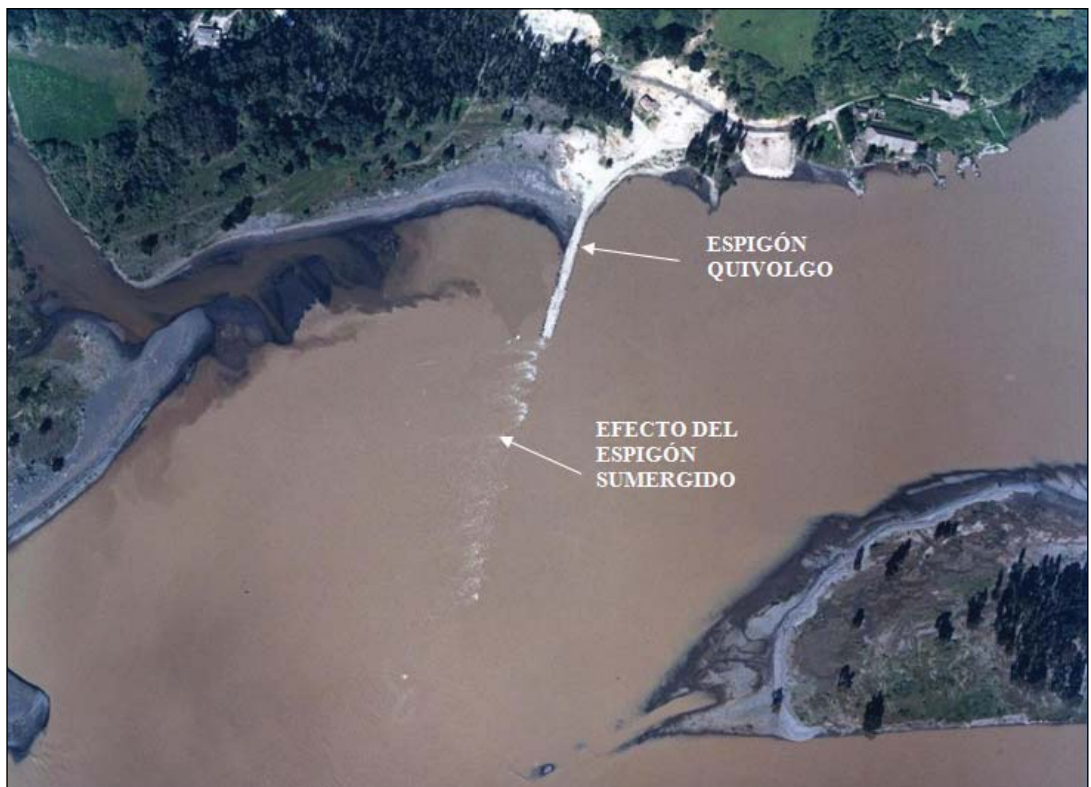


Figura 11.- Vista aérea de espigón Quivolgo en bajamar (DOP, octubre de 1997).

- Fotografías del 18 de diciembre de 1998 (Figuras 12, 13 y 14):

El caudal medio diario en la estación Maule en Forel fue de 34,7 m³/s para el día en cuestión. Se aprecia cada vez más marcado el efecto del espigón Quivolgo y de la punta de aguas abajo de la isla Orrego en la formación del canalizo y estabilización de la boca (Figura 13). El bajo caudal del día de la toma de fotografías permite observar con facilidad el embancamiento ubicado aguas abajo del relleno generado para el varado de barcas (Figura 14).

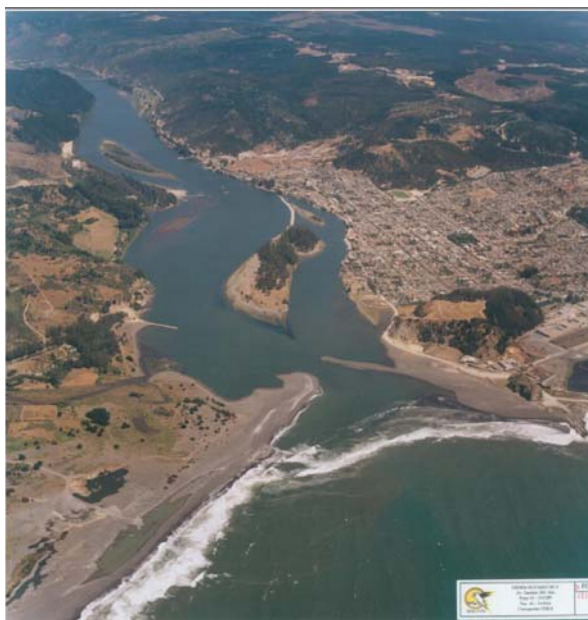


Figura 12.- Vista aérea de desembocadura del Maule (DOP, diciembre de 1998).



Figura 13.- Vista aérea del canalizo formado por el espigón Quivolgo y la punta de aguas abajo de la isla Orrego (DOP, diciembre de 1998).

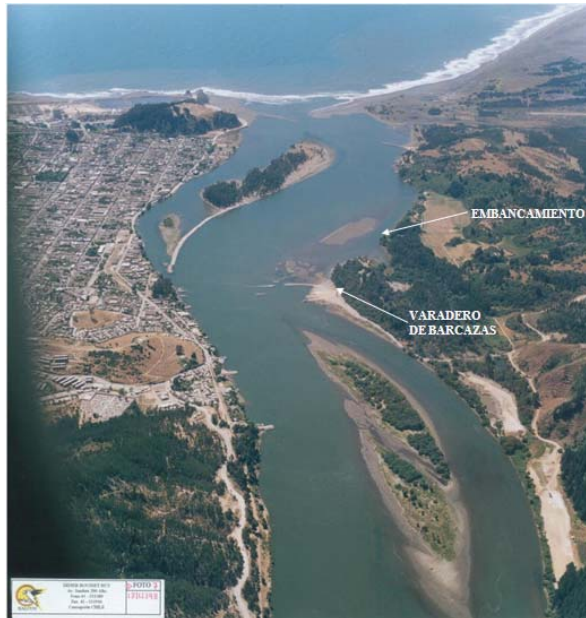


Figura 14.- Vista aérea de la parte baja del Maule (DOP, diciembre de 1998).

- Fotografía del 20 de noviembre de 1999 (Figura 15):

El caudal medio diario en la estación Maule en Forel fue de 421 m³/s para el día en cuestión. Se observa la estabilización de la ribera sur a la altura de la isla del Perro, demostrada por la formación de playa entre los espigones El Dique y Fiscal producto del embancamiento (Figura 15), y se tiene además, un track de navegación estable adyacente a la isla del Perro. La barra de la desembocadura ubicada al pie del cerro Mutrún se observa cada vez más disminuida (Figura 15).

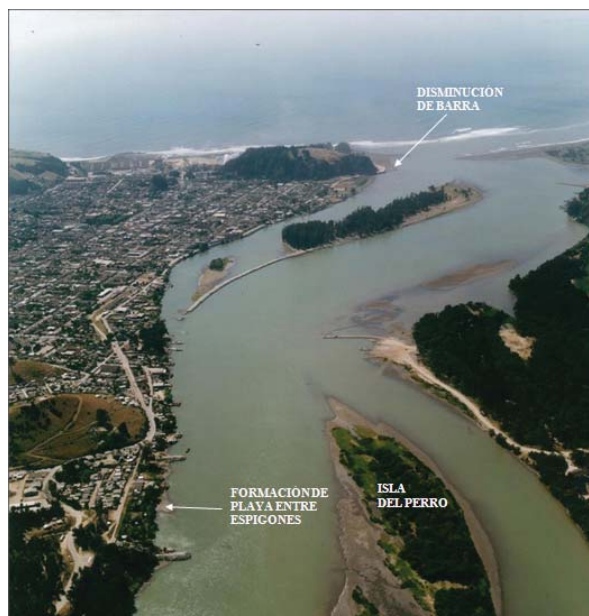


Figura 15.- Vista aérea de la desembocadura en bajamar (DOP, noviembre de 1999).

- Fotografía del 30 de noviembre de 2001 (Figura 16):

El caudal medio diario en la estación Maule en Forel fue de 387 m³/s para el día en cuestión. Se observa una barra totalmente abierta, sin embancamiento por el lado del cerro Mutrún (Figura 16). Por otro lado, continúa el embancamiento entre los espigones Fiscal y El Dique (Figura 16), que estabilizan la ribera sur, frente a la isla del Perro.



Figura 16.- Vista aérea de la desembocadura en bajamar (DOP, noviembre de 2001).

- Fotografías del 24 de enero de 2003 (Figuras 17 y 18):

El caudal medio diario en la estación Maule en Forel fue de 451 m³/s para el día en cuestión. Debido a la construcción del puente Cardenal Silva Henríquez, ubicado entre los espigones Fiscal y El Dique en la ribera sur del río, el cual comenzó su operación en diciembre de 2001, comenzó el abandono del varadero de barcazas de la ribera norte, lo cual produjo que en un año el flujo río se encargara de retirar estos rellenos, haciendo tender al cauce a su condición natural (Figura 18). Se observa además una desembocadura totalmente abierta (Figura 17).



Figura 17.- Vista aérea de la desembocadura (DOP, enero de 2003).



Figura 18.- Vista aérea del varadero de barcas en desuso (DOP, enero de 2003).

BATIMETRÍAS

La DOP cuenta con dos batimetrías completas de la parte baja del río Maule, realizadas con fecha septiembre de 2010 y diciembre de 2014, las cuales se muestran en la Figura 19.

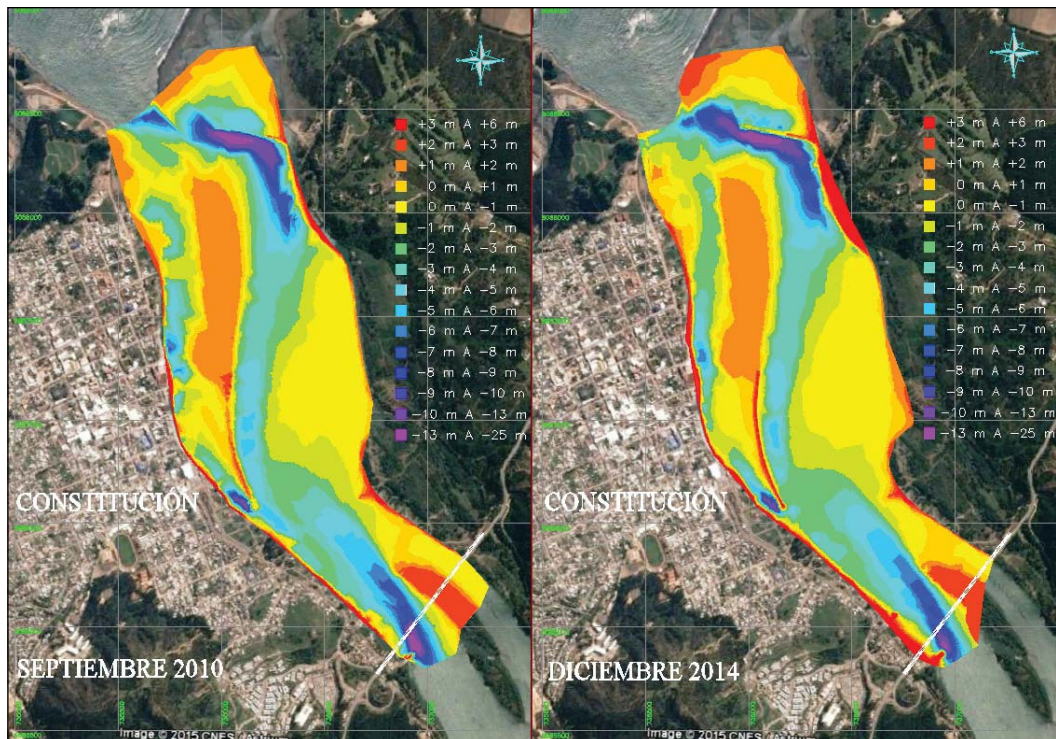


Figura 19.- Batimetrías correspondientes a septiembre de 2010 y diciembre de 2014 (DOP, 2010 y 2014).

Se observa de la Figura 19, que en un poco más de cuatro años no ha habido cambios significativos en el tramo en estudio, debido, en gran parte, por considerarse un periodo de sequía, lo cual se corrobora con la información de que entre los años 2010 y 2014, el caudal instantáneo máximo medido por la estación Maule en Forel fue de apenas 3.300 m³/s (12/06/2014), lo que corresponde a un periodo de retorno aproximado de dos años.

Dentro del sistema de espigones presentes en la zona estuarial del río Maule, la presencia del espigón El Dique es fundamental para la conservación del canalizo que se genera entre la isla del Perro y la ribera sur del tramo (Recuadro 1 y 2 de Figura 20), por lo que dicho espigón debió ser recargado luego del terremoto de 2010. La cota de lecho mínima

medida en la fosa de socavación al pie del espigón el Dique correspondió al nivel -15 m NRS en septiembre de 2010, mientras que en diciembre de 2014 fue la -16 m NRS. Se puede apreciar además en la Figura 20 (Recuadros 1 y 2) el embancamiento existente entre la ribera norte y la isla del Perro, con cotas de lecho entre los niveles 0 al -1 m NRS.

El mal estado en que quedó el espigón Orrego luego del terremoto de 2010 (Recuadro 3 de Figura 21), motivó su reparación y recarga entre agosto de 2011 y marzo de 2012. No obstante a lo anterior, el canalizo del lado oriente de la obra se mantuvo en buenas condiciones, con una cota promedio de -5 m NRS (Recuadro 4 de Figura 21). La cota de lecho mínima en la fosa de socavación entre la

punta del espigón y la ribera sur fue la -11 m NRS en septiembre de 2010, mientras que en diciembre de 2014 fue la -13 m NRS.

El terremoto de 2010 provocó la pérdida de gran cantidad de roca del espigón Quivolgo, sin embargo, el cambio en su estructura no afectó su eficacia (Recuadro 5 de Figura 21). El canalizo entre la obra y la isla Orrego se mantuvo en buenas condiciones, observándose sólo cambios en

la zona cercana a la boca de salida, la cual debido a la influencia del oleaje presenta un comportamiento más variable que el resto de las formas de lecho. La reparación de la obra se efectuó en dos etapas, entre agosto y diciembre de 2011 y entre julio de 2013 y abril de 2014. La cota de lecho mínima en la fosa de socavación paralela al espigón fue la -15 m NRS en septiembre de 2010, mientras que en diciembre de 2014 fue la -17 m NRS.

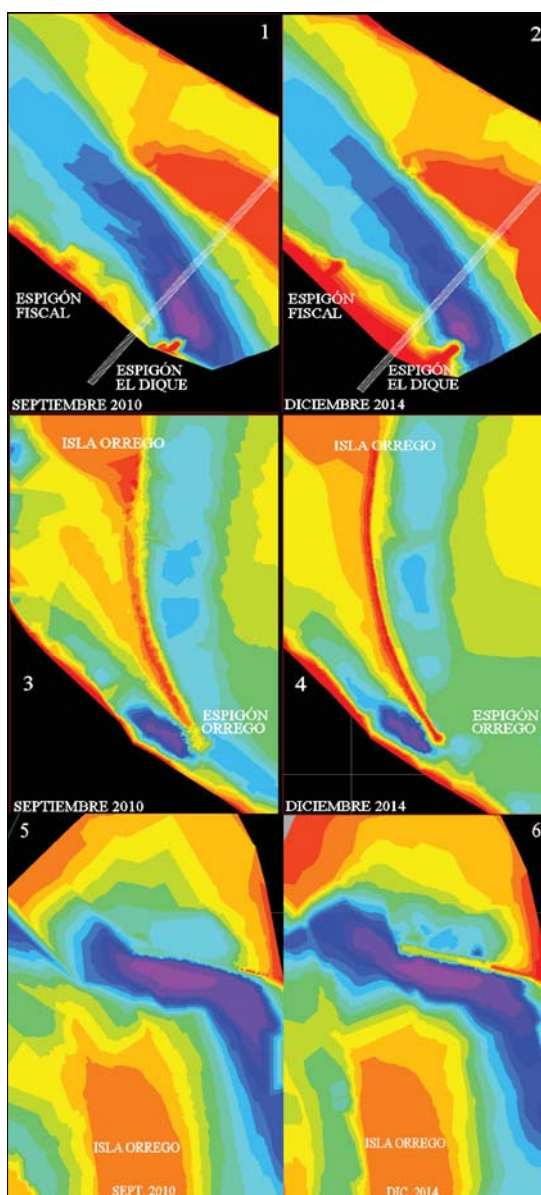


Figura 19.- Batimetrías correspondientes a septiembre de 2010 y a diciembre de 2014 (DOP, 2010 y 2014).

Además de las batimetrías realizadas en los años 2010 y 2015, existe registro histórico de una batimetría realizada por el INH entre

mayo y septiembre de 1970, en el sector de la desembocadura (Figura 21), y otra en el año 1990 en el sector isla del Perro (Figura 22).

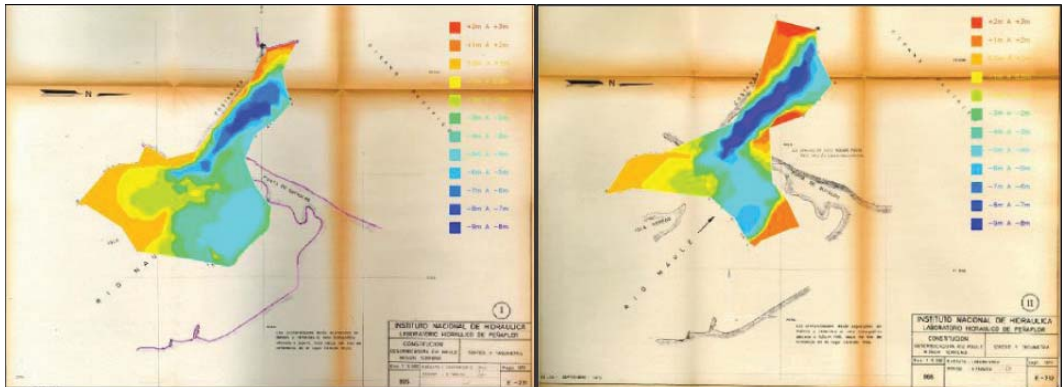


Figura 21.- Batimetrías correspondientes a mayo y septiembre de 1970 en sector desembocadura (INH, 1970).

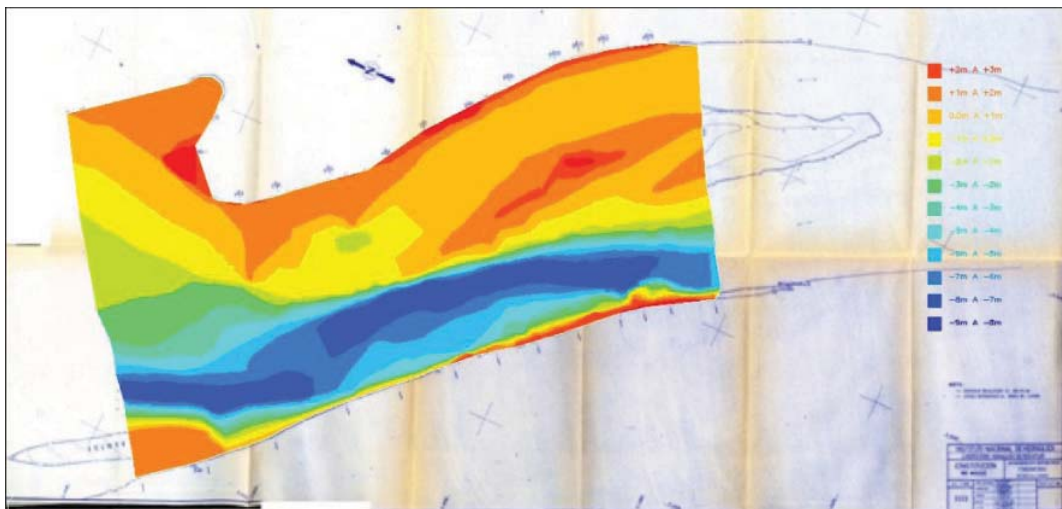


Figura 22.- Batimetría correspondiente a 1990 en sector Isla del Perro (INH, 1990).

Se observa de la Figura 21, que en el año 1970 existía un canalizo aledaño a la ribera sur del río Maule, con cotas de lecho mínima entre los niveles -8 a -9 m NRS, las cuales son muy similares a las que existen actualmente.

Se observa de la Figura 22, que en el año

1990 existía un canalizo aledaño a la ribera sur del río Maule, con cotas de lecho mínima entre los niveles -8 a -9 m NRS, las cuales son levemente inferiores a las que existen actualmente, las que producto del espigón El Dique han profundizado el canalizo con cotas de lecho menores al nivel -13 m NRS.

CONCLUSIONES

Desde la construcción del sistema de espigones Orrego, Fiscal y El Dique, además de la reparación del espigón Quivolgo, realizadas todas hace aproximadamente 20 años, se observa una condición estable y la consolidación del cauce en la parte baja del río Maule, frente a la ciudad de Constitución.

Se observa de la Figura 19, que en un poco más de cuatro años no ha habido cambios significativos en el tramo en estudio, debido, en gran parte, por considerarse un periodo de sequía, lo cual se corrobora con la información de que entre los años 2010 y 2014, el caudal instantáneo máximo medido por la estación Maule en Forel fue de apenas 3.300 m³/s (12/06/2014), lo que corresponde a un periodo de retorno aproximado de dos años.

Dentro del sistema de espigones presentes en la zona estuarial del río Maule, la presencia del espigón El Dique es fundamental para la conservación del canalizo que se genera entre la isla del Perro y la ribera sur del tramo (Recuadro 1 y 2 de Figura 20), por lo que dicho espigón debió ser recargado luego del terremoto de 2010. La cota de lecho mínima medida en la fosa de socavación al pie del espigón el Dique correspondió al nivel -15 m

NRS en septiembre de 2010, mientras que en diciembre de 2014 fue la -16 m NRS. Se puede apreciar además en la Figura 20 (Recuadros 1 y 2) el embancamiento existente entre la ribera norte y la isla del Perro, con cotas de lecho entre los niveles 0 al -1 m NRS.

El mal estado en que quedó el espigón Orrego luego del terremoto de 2010 (Recuadro 3 de Figura 21), motivó su reparación y recarga entre agosto de 2011 y marzo de 2012. No obstante a lo anterior, el canalizo del lado oriente de la obra se mantuvo en buenas condiciones, con una cota promedio de -5 m NRS (Recuadro 4 de Figura 21). La cota de lecho mínima en la fosa de socavación entre la punta del espigón y la ribera sur fue la -11 m NRS en septiembre de 2010, mientras que en diciembre de 2014 fue la -13 m NRS.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas de las Regiones del Maule, del Biobío y de La Araucanía, por facilitar el material gráfico y las batimetrías que hicieron posible el desarrollo de este trabajo.

REFERENCIAS

Instituto Nacional de Hidráulica (1970-1971). "Mejoramiento de la Desembocadura del Río Maule".

Instituto Nacional de Hidráulica (1991). "Estudio Teórico de Hidráulica Fluvial sobre el Curso Inferior del Río Maule frente a Constitución, sector Puntilla El Dique a Estero Quivolgo y Desembocadura".

CADE-IDEPE (1993). "Estudio Construcción Estabilización Barra Río Maule Constitución VII Región".

Instituto Nacional de Hidráulica (1997). "Proyecto de Ingeniería Espigón Desembocadura del Río Maule VII Región".

ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE SOCAVACIÓN ALREDEDOR DE CEPAS DE PUENTE EN LECHOS DE LA CORDILLERA DE LA COSTA

Oscar Link¹ y Gonzalo Montalva²

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Concepción, Chile

RESUMEN

Se presentan resultados obtenidos en Laboratorio que permiten cuantificar el efecto de la compactación sobre la socavación alrededor de cepas de puente hincadas en suelos con finos (cohesivos) como los típicamente encontrados en lechos fluviales de la Cordillera de la Costa de Chile. Los ensayos de socavación se desarrollaron en una canaleta experimental del Laboratorio de Ingeniería Hidráulica Ambiental de la Universidad de Concepción, utilizando sedimento extraído del lecho del estero Coliumo. Los ensayos se condujeron durante 40 horas, hasta alcanzar una etapa avanzada de socavación, imponiendo condiciones de agua clara. Los resultados evidencian los diferentes mecanismos de socavación observados en suelos con presencia de finos en base a arrastre de: (a) terrones, (b) agregados de partículas, (c) partículas individuales. El mecanismo dominante depende de la humedad de compactación del suelo. En la mayoría de los casos investigados, la profundidad máxima de socavación se produjo aguas abajo de la cepa, alcanzando valores entre un 10 y 58% de la socavación máxima esperada para el mismo suelo pero libre de finos. Los resultados son aplicables en el dimensionamiento de fundaciones de puentes en lechos cohesivos.

¹ Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Edmundo Larenas 270, interior, Concepción, Chile.
E-mail: olink@udec.cl

² Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Edmundo Larenas 270, interior, Concepción, Chile.
E-mail: gmontalva@udec.cl

INTRODUCCIÓN

La socavación local alrededor de cepas y estribos es un problema particularmente relevante en el diseño hidráulico de puentes, ya que constituye la primera causa de falla de puentes a nivel mundial. En países sísmicos como Chile, desde luego los terremotos podrían ser una causa de falla de puentes igualmente importante debido a licuefacción del lecho y/o vaciamiento de taludes. Se estima que en Chile existen unos 12.000 puentes, aunque no se conoce un registro sistemático de este tipo de infraestructura. Algunos de ellos con más tiempo en servicio que la vida útil de diseño; otros, singulares, en fase de proyecto o inicio de construcción, como los puentes Chacao, Treng-Treng, Kay-Kay o Los Pelues.

En Chile, la Cordillera de la Costa presenta cordones montañosos con menores gradientes altitudinales que la Cordillera de los Andes e incisión de sus valles. Geológicamente, la Cordillera de la Costa está constituida principalmente por granitos batolíticos y rocas metamórficas, ambas originadas en el paleozoico, y rocas sedimentarias del mesozoico. La meteorización de los granitoides ha generado un estrato de saprolita de hasta 200 m de espesor. El material residual es erosionado fácil y frecuentemente por la escorrentía superficial y por procesos de remoción en masa del manto meteorizado (Link et al. 2002). Los ríos de la Cordillera de la Costa presentan lechos constituidos por sedimentos con presencia importante de finos, que se han formado en etapas anteriores a la incisión, de manera que la estructura del suelo obedece a mecanismos que ocurrieron antes de que el lecho quedara saturado bajo las aguas corrientes.

En la literatura especializada no hay antecedentes suficientes para estimar la profundidad de socavación alrededor de cepas en lechos cohesivos. En Chile, el Manual de Carreteras (MOP 2012) no incluye recomendaciones que diferencien este caso

de lechos aluviales con suelos gruesos (arenas, gravas) libres de finos. Usualmente, en el diseño hidráulico de puentes, la profundidad de socavación se calcula despreciando el efecto de la cohesión del lecho, generando una sobreestimación importante.

El presente artículo da cuenta de resultados obtenidos en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica Ambiental de la Universidad de Concepción, en el marco del proyecto Fondecyt de Iniciación 11080126, titulado *Scour at a Cohesive Sediment Embedded Bridge Pier: Laboratory and Numerical Experiments*. En este proyecto se realizaron ensayos de transporte incipiente y socavación con sedimentos provenientes de lechos cohesivos ubicados en ríos y esteros de la Cordillera de la Costa de la Región del Biobío, y permiten estimar de mejor forma la socavación esperada alrededor de cepas de puente hincadas en lechos cohesivos.

ANTECEDENTES

La socavación alrededor de cepas de puente en suelos finos y mezclas de arena con finos ha sido poco estudiada, probablemente debido a que los mecanismos de socavación presentan una complejidad notablemente mayor a aquella en suelos gruesos (arenas, gravas), dominada por efectos electromagnéticos y fuerzas electrostáticas inter-partículas (Partheniades 2009) con la consecuente dificultad experimental.

Molinas et al. (1999) realizaron ensayos de socavación en arenas limosas con montmorillonita de plasticidad media. La compactación se representó en función de la relación de densidad seca ρ_d y densidad óptima ρ_{dopt} . El contenido óptimo de agua de acuerdo al ensayo Proctor estándar fue $IWC_{optimum} = 20\%$. La compactación se varió entre 58 y 93% de la densidad Proctor y el IWC entre 15 y 20% y entre 32 y 48%. Reportaron pendientes de socavación mayores a las observadas en sedimentos

sin finos, que aumentan con la compactación. En sedimentos con baja compactación la fosa de socavación presentó formas similares al caso de las arenas (e.g. Link et al. 2008) y gravas (e.g. Diab et al. 2010). Sin embargo, en sedimentos no saturados con compactación alta y en sedimentos saturados con IWC bajos, encontraron pendientes de socavación verticales.

Ting et al. (2001) realizaron ensayos de socavación en porcelanas (caolinitas), bentonitas (montmorillonitas) y una arcilla denominada armstone, variando el diámetro de la cepa y las condiciones del escurrimiento. Con aumentos del número de Reynolds del flujo, se observó una mayor socavación aguas abajo de la cepa, contrario a lo que ocurre en sedimentos gruesos donde la mayor socavación se observa aguas arriba de la cepa.

Ansari et al. (2002) realizaron ensayos de socavación en mezclas de arena con ilitas, para investigar el efecto del contenido de finos sobre la socavación. Propusieron relaciones entre la profundidad de socavación y el contenido de arcilla, cohesión, ángulo de fricción interna y peso seco.

Debnath and Chaudhuri (2010) realizaron ensayos de socavación en mezclas de arena con caolinitas, variando el contenido de finos entre 0 y 40%. La fosa de socavación resultó más irregular en la medida que aumentó el contenido de arcilla y de IWC.

Link et al. (2013) estudiaron el efecto de la compactación sobre la socavación alrededor de una cepa en arena con caolinita, encontrando que el lecho es socavado progresivamente en tres formas diferentes: terrones, agregados de partículas y, partícula a partícula, al aumentar la humedad de compactación $\hat{w}=IWC/IWC_{optimun}$.

La revisión bibliográfica muestra que los mecanismos de socavación y por ende la geometría de la fosa de socavación resultante, dependen del método de compactación, especialmente de la energía y humedad de compactación. A veces domina, como en sedimentos gruesos, el efecto del vórtice de herradura controlando el movimiento de las partículas del lecho (e.g. Gobert et al. 2010, Link et al. 2012), mientras que otras veces dominan los vórtices de estela y la fosa de socavación es más profunda aguas abajo de la cepa. La profundidad máxima de socavación, a veces aparece similar en magnitud a aquella observada en sedimentos gruesos, mientras que en otros casos resulta mucho menor. La fundación de un puente puede diseñarse para mantener su serviciabilidad incluso si se produce la socavación máxima esperada, o alternatively, protegiendo el suelo de fundación contra socavación, por ejemplo reemplazando el material original del lecho por uno más resistente. En sitios sin disponibilidad de áridos para rellenos con *rip-rap*, puede resultar atractivo reemplazar el suelo de fundación con mezclas de arena y arcilla compactada.

METODOLOGÍA

Variables que controlan la socavación en arenas con finos

Berlamont et al. (1993) indican que existen más de 33 propiedades que caracterizan diferentes aspectos de un suelo con finos. Briaud et al. (2001) y Ting et al. (2001) revisaron cuáles de estas propiedades podrían correlacionar con la socavación, intentando reducir la cantidad de variables e identificar las que controlan el problema. Basado en Mehta y McAnally (2008), Link et al. (2013) expresaron la profundidad de socavación máxima en suelos finos como función de seis variables:

$$z_{\max} = f(z_{\max_{d50}}, CC, IWC, IWC_{opt}, E, E_{Proctor}) \quad (1)$$

Donde Z_{max} es la profundidad máxima de socavación; $Z_{max\ d50}$ es la profundidad máxima de socavación en el mismo suelo (arena) pero libre de finos; CC es el contenido de arcilla; IWC es la humedad de compactación; IWC_{opt} es la humedad de compactación óptima de acuerdo al ensayo Proctor modificado; y E y $E_{Proctor}$ corresponden a la energía de compactación aplicada y del ensayo Proctor modificado, respectivamente. Dado que el contenido de arcilla CC se mantuvo constante en todos los ensayos del presente trabajo, la profundidad normalizada de socavación puede expresarse como función de la energía y humedad de compactación, normalizadas:

$$\hat{z} = f(\hat{w}, \hat{E}) \quad (1)$$

Donde $\hat{z}$ es la profundidad de socavación normalizada, $Z_{max}/Z_{max\ d50}$; $\hat{w}$ es la humedad de compactación normalizada, IWC / IWC_{opt} ; $\hat{E}$ y es la energía de compactación normalizada $E / E_{Proctor}$.

Instalación Experimental

Los ensayos se realizaron en un canal rectangular de 26 m. de largo, 1.5 m. de ancho y 0.74 m. de profundidad. En el canal se construyó un área de trabajo de $2 \times 1.5 \times 0.3$ m³ ubicada 20 m. aguas abajo de la entrada, en la cual se instaló un cilindro de plexiglás de 15 cm de diámetro con un distanciómetro láser en su interior que permite registrar la

socavación sin alterar el lecho ni el flujo. Para evitar la instalación de sedimento en todo el canal, fuera del área de trabajo se elevó el nivel del fondo en 0.3 m con losetas apoyadas sobre ladrillos. A fin de evitar flujos secundarios, las paredes de la sección de trabajo se aislaron con geosintéticos. La Figura 1 muestra un esquema de la instalación experimental.

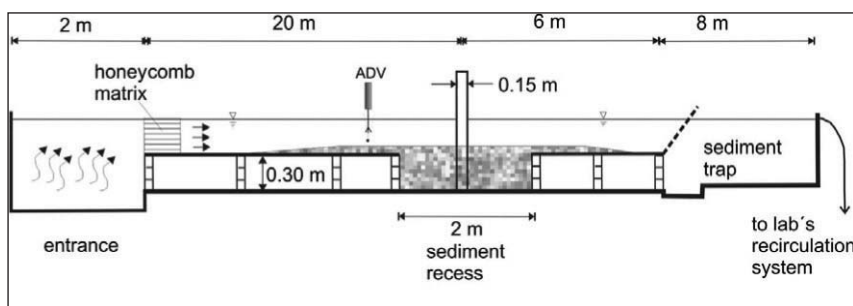


Figura 1. Instalación experimental.

Técnicas de Medición

La profundidad del flujo fue controlada mediante una compuerta ubicada al final del canal y medida con sensores de distancia por ultrasonido (UDS). El perfil de velocidades fue medido con un velocímetro acústico Doppler (ADV). La fosa de socavación fue medida con una precisión de ± 0.4 mm mediante un distanciómetro láser (LDS) con una frecuencia de 70 Hz, ubicado en el interior del cilindro. El distanciómetro puede moverse en sentido vertical mediante un motor con una precisión

de ± 0.02 mm, permitiendo la medición de perfiles verticales en la fosa de socavación. El eje vertical es girado por un segundo motor con una precisión de $\pm 0.01^\circ$, de manera que pueden registrarse perfiles verticales en diferentes direcciones azimutales. Las mediciones del LDS son administradas mediante un sistema de adquisición de datos en tiempo real. Se registran la profundidad de la fosa y la distancia radial desde el centro del cilindro, el ángulo azimutal y el tiempo, como se indica en la Figura 2.

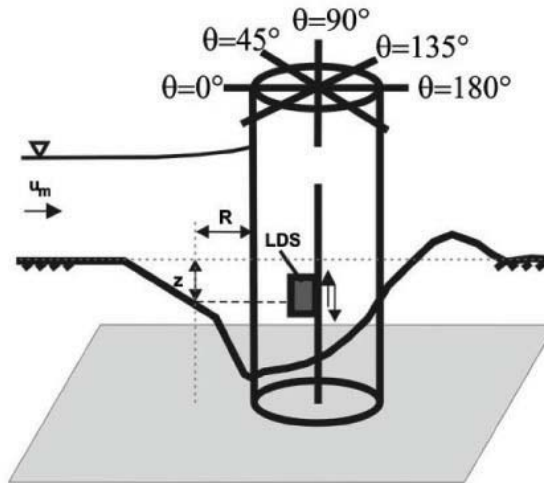


Figura 2. Esquema de medición.

Sedimento

El sedimento utilizado corresponde a una arena limosa de compresibilidad media con caolinita como mineral dominante de las arcillas y se

encuentra típicamente en el lecho de los ríos y esteros que drenan la Cordillera de la Costa. La Tabla 1 muestra las propiedades del sedimento utilizado.

Tabla 1. Propiedades del sedimento utilizado.

Propiedad	Valor
Contenido de arena (%)	72.0
d_{50} de la fracción gruesa (mm)	0.237
Uniformidad de la fracción gruesa	1.84
Ucr de la fracción gruesa (m/s)	0.315
Mineral de arcilla dominante	caolinita
Gravedad específica de los sólidos (Gs)	2.64
Diámetro medio (d_{50})	0.07 mm
Límite líquido (%)	18.7
Límite plástico (%)	10.6

Antes de los ensayos, el sedimento fue secado y remodelado, de manera que se lograra una mezcla de polvo homogéneo. El material se depositó en el canal, en capas de 5 cm de espesor con humedades que variaron para cada ensayo. Cada capa se compactó aplicando hasta 500 golpes con un peso de 4.51 kg y 0.1 m de diámetro en la base, que se dejó caer desde una altura de 0.6 m. Esto se repitió hasta contar con

un estrato de suelo de 15 cm de espesor. Sobre la superficie del lecho, se sacaron 5 mm de suelo y se alisó con una llana. Posteriormente, el canal se llenó lentamente con agua y se mantuvo así por 72 hrs, a fin de hidratar el suelo. Se sacaron seis muestras para determinar el peso específico y la humedad de compactación. La figura 3 muestra las curvas de densidad correspondientes al sedimento del estero Coliumo.

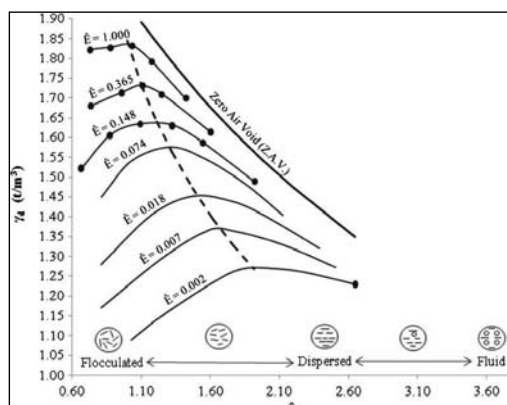


Figura 3. Curvas de densidad correspondientes al sedimento utilizado.

En la figura 3, γ_d corresponde al peso específico seco del suelo, y $\hat{w}$ a la humedad de compactación dividida por la humedad óptima determinada en el ensayo Proctor, ambas calculadas como la masa de agua dividida por

la masa de partículas sólidas. $\hat{E}$ es la energía de compactación dividida por la energía de compactación del ensayo Proctor. Nótese que el peso específico del sedimento varía poco con la energía de compactación.

Condiciones Hidráulicas

Los ensayos de socavación se realizaron con una duración de 40 hrs, hasta alcanzar una condición avanzada de socavación. La velocidad media fue igual al 95% de la crítica correspondiente a la fracción gruesa. La velocidad de transporte incipiente se determinó por inspección visual. La velocidad media del escurrimiento fue 0.24 m/s y la profundidad $h = 1.5B = 0.225$ m. Los adimensionales de Froude y Reynolds para el

flujo no perturbado corresponden a $Fr = 0.21$ y $Re = 70875$, respectivamente.

RESULTADOS

La Tabla 2 muestra un resumen de los resultados obtenidos en 14 ensayos de socavación en que la compactación se varió desde 0 hasta 500 golpes y la humedad de compactación entre 12.45 y 46.30%.

Tabla 2. Resumen de variables experimentales.

Ensayo	Número de golpes	Energía de compactación E (J/cm ³)	IWC (%)	γ_d (t/m ³)	z_{max} (m)	θ^* (°)	V^{**} (l)	$\hat{E}$	$\hat{w}$	$\hat{z}$
1	0	0.000	15.85	1.10	0.108	295	12.18	0.000	1.17	0.58
2	0	0.000	35.10	1.33	0.027	60	0.46	0.000	2.58	0.15
3	0	0.000	38.10	1.39	0.037	270	0.37	0.000	2.80	0.20
4	0	0.000	46.30	1.32	0.103	240	4.05	0.000	3.40	0.55
5	12	0.065	15.48	1.38	0.099	270	9.31	0.024	1.14	0.53
6	12	0.065	33.31	1.39	0.024	90	0.42	0.024	2.45	0.13
7	12	0.065	46.28	1.32	0.101	240	4.00	0.024	3.40	0.55
8	25	0.136	13.09	1.35	0.083	105	8.64	0.050	0.96	0.44
9	25	0.136	26.55	1.51	0.040	105	1.44	0.050	1.95	0.21
10	25	0.136	27.50	1.45	0.039	195	1.14	0.050	2.02	0.21
11	25	0.136	35.31	1.35	0.023	285	0.19	0.050	2.60	0.12
12	25	0.136	46.29	1.32	0.102	240	4.03	0.050	3.40	0.55
13	100	0.543	12.45	1.60	0.040	270	1.67	0.200	0.92	0.21
14	500	2.713	18.35	1.84	0.019	300	0.68	1.000	1.35	0.10

* indica el plano azimutal donde se observó la profundidad máxima de la fosa de socavación.

** V corresponde al volumen de la fosa socavada.

Mecanismos de Socavación

La profundidad máxima de socavación varió entre 10 y 58% de aquella que se produciría en la misma arena pero libre de finos, según estimaciones mediante la ecuación de Richardson y Davis (2001).

La Figura 4 muestra fotografías de la fosa de socavación desarrollada con humedades de compactación iguales a 0.96, 2.02, 2.60 y 3.40 veces la humedad óptima y energía de compactación $\hat{E} = 0.05$.

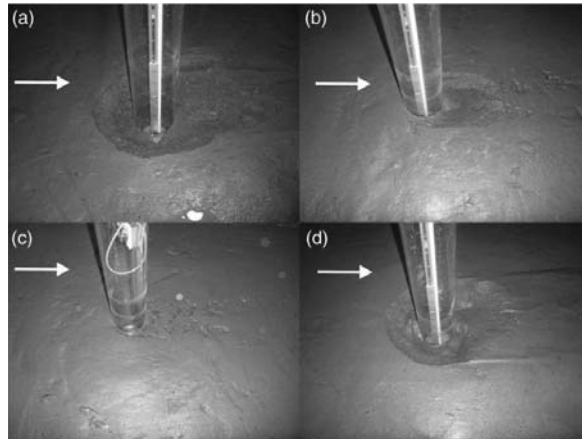


Figura 4. Fosa de socavación con humedades de compactación iguales a 0.96, 2.02, 2.60 y 3.40 veces la humedad óptima.

El mecanismo dominante de socavación cambió gradualmente con $\hat{w}$, desde la remoción de terrones a agregados, y luego a partícula a partícula. Para valores bajos y altos de la humedad $\hat{w}$, la forma de la fosa resultó similar a aquella típicamente observada en arenas. Sin embargo, para valores intermedios de la humedad, la fosa presentó una geometría irregular, perdiendo la simetría típica. En todos los casos se observó una capacidad muy moderada de socavación del vórtice de herradura, a diferencia de lo que ocurre en suelos libres de finos.

Efecto de la Compactación sobre la Profundidad Máxima de Socavación

La Figura 5 muestra los resultados para lechos con energías de compactación entre 0 y 1 (correspondientes a 0 y 500 golpes, respectivamente) y humedades de compactación entre 0.92 y 3.40. $\hat{z}$ es la profundidad de socavación medida en el lecho cohesivo dividida por la profundidad de socavación esperada en el mismo lecho pero libre de finos, calculada según la ecuación de Richardson y Davis (2001).

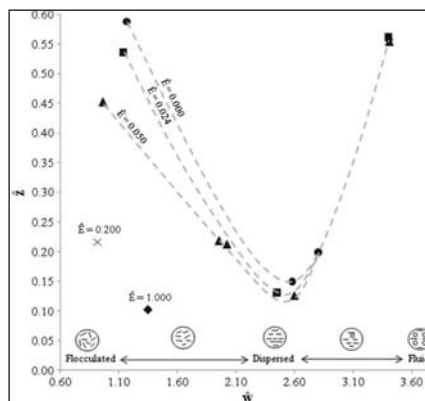


Figura 5. Variación de la profundidad de socavación con la energía y humedad de compactación.

Se observa que la socavación disminuye con la energía de compactación siempre y cuando la humedad sea menor a 2.5 veces la humedad óptima según el ensayo Proctor modificado. Para humedades mayores, la socavación se independiza de la energía de compactación y aumenta con la humedad. Para las energías de compactación menores, desde $\hat{E} = 0$ hasta 0.05, que corresponde a entre 0 y 25 golpes, la profundidad de socavación disminuye con la humedad $\hat{w}$, alcanzando un mínimo en torno a $\hat{w} = 2.5$. La curva que mejor ilustra lo anterior corresponde a la energía $\hat{E} = 0.05$, con 4 puntos medidos en el rango $\hat{w} \leq 2.5$. Para $\hat{w} > 2.5$, todas las curvas colapsan, independizándose la profundidad de socavación de la humedad debido a que en este rango el suelo tiende a fluidizar y por ende parte de la energía de compactación se disipa en roce al penetrar la masa de suelo. Para $\hat{w} = 3.4$ la profundidad de socavación resulta cerca de un 55% de aquella esperada en la misma arena libre de finos. Las demás combinaciones de energía y humedad de compactación pueden reducir la socavación hasta a un 10% del caso con arena sin finos.

Aplicabilidad de los resultados obtenidos

La compactación estudiada en laboratorio representa distintas condiciones de formación del suelo que compone un lecho fluvial en la Cordillera de la Costa. Los resultados obtenidos muestran la enorme relevancia de la estructura de suelos con finos y que aún, para contenidos relativamente pequeños de éstos, el comportamiento mecánico (y por consiguiente la socavación esperada) varía significativamente respecto de los suelos gruesos libres de finos. El uso de los resultados presentados está sujeto a una correcta determinación del estado de compactación del suelo *in-situ*. Dado que el comportamiento *in-situ* de los suelos es

complejo, la primera recomendación es utilizar siempre más de un criterio en la evaluación geotécnica.

Un primer criterio es geológico, relativo al origen de los sedimentos en estudio. La mayoría de los sedimentos marinos, tendrán una estructura floclada, mientras que sedimentos lacustres tenderán a tener una estructura dispersa. Un segundo criterio para determinar la estructura *in-situ* es tomar una muestra, calcular su densidad natural seca y compararla con la curva de proctor del suelo. Dado que para una densidad seca en terreno siempre hay dos puntos (humedades) en la curva de proctor (ver Figura 3), se deberá realizar un ensayo de compresión a las tres probetas con la misma densidad seca (la muestra obtenida *in-situ*, y las compactadas al lado húmedo y seco del óptimo). Si la rigidez de la muestra *in-situ* es mayor o igual a aquella del lado seco, se trataría de sedimentos con estructura floclada.

Siguiendo la metodología anterior, se puede proponer una tercera alternativa evaluando la rigidez de los sedimentos mediante geofísica superficial. El valor del módulo de corte máximo, G_{max} está relacionado con la velocidad de onda de corte para frecuencias altas. Un mayor valor de G_{max} indicará un mayor grado de compacidad y de floclación de la estructura del suelo. Finalmente, Harison (1987) estudió la resistencia a la penetración de un penetrómetro ligero (Dynamic Cone Penetration Test o DCPT) de masa 8 Kg, normado por ASTM STP399. A pesar de no mostrar una expresión analítica para relacionar densidad seca, humedad de compactación e índice de penetración (IP), muestra una clara relación inversa entre IP y densidad seca, y correlación con la humedad dependiente de la estructura del suelo (floclada o dispersa), de manera que:

$$IP = \Delta D / \Delta G \quad (3)$$

donde ΔD es la penetración en unidades de longitud y ΔG es el número de golpes necesario para penetrar un espesor ΔD .

Una vez determinado si el suelo en estudio posee estructura dispersa o floculada, se pueden tomar valores de $\hat{z}$ directamente de la *Figura 5*. Respecto a la energía de compactación E se recomienda utilizar un valor conservador a menos que puedan demostrarse valores altos para el grado de sobreconsolidación (mediante ensayos de consolidación en laboratorio).

Es importante tener presente al utilizar los resultados de la *Figura 5* que la humedad de un suelo saturado, como el lecho de un río no es necesariamente 100%, al ser la razón entre masa de agua y masa de sólidos, esta humedad puede ir desde cero –suelo seco- hasta sobre 500% en casos de suelos con gran volumen de vacíos (generalmente no presentes en Chile). En general, ríos y esteros con contenido de finos deberían presentar valores de humedad por debajo del 30%.

CONCLUSIÓN

Se investigó el efecto de la compactación de suelos con finos sobre la profundidad de socavación alrededor de cepas de puente. Para ello se realizaron ensayos en una instalación experimental donde se midió, en forma continua y no intrusiva, la geometría de la fosa de socavación en un suelo característico de lechos fluviales ubicados en la Cordillera de la Costa de Chile.

Dependiendo de la relación entre la humedad de compactación utilizada y la humedad Proctor, la socavación se produjo en la remoción de terrones, agregados de partículas o, partícula a partícula. En general, se observó que la profundidad máxima de la fosa se encuentra aguas abajo de la cepa, alcanzando valores entre 10 y 58% de aquellos esperados en la misma arena pero libre de finos.

La razón para la disminución de la socavación observada en suelos con finos radica probablemente en que las fuerzas gravitacionales no gobiernan su comportamiento mecánico, a diferencia de lo que ocurre en suelos libres de finos. Debe tenerse presente que la complejidad del fenómeno estudiado es grande ya que al cambiar las condiciones de génesis y composición mineralógica de la arcilla, así como su contenido en el suelo, puede variar sustantivamente la respuesta del lecho frente a una sollicitación hidráulica determinada.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el financiamiento de CONICYT a través del proyecto Fondecyt 11080126 y de la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Concepción a través del proyecto VRID 214.091.047-1.0.

NOMENCLATURA

B	=	Diámetro de la cepa;	Re	=	Adimensional de Reynolds;
CC	=	Contenido de arcilla (%);	u^*	=	Velocidad de corte;
CEC	=	Capacidad de intercambio catiónico (meq/100 g);	U_{cr}	=	Velocidad crítica para el inicio del movimiento de partículas de arena;
$d_{15.9}$	=	Tamaño de sedimentos para el que el 15.9% en peso es más fino;	V	=	Volumen de la fosa de socavación;
d_{50}	=	Tamaño de sedimentos para el que el 50% en peso es más fino;	$\hat{w}$	=	Humedad de compactación adimensional;
$d_{84.1}$	=	Tamaño de sedimentos para el que el 84.1% en peso es más fino;	z	=	Profundidad de socavación;
E	=	Energía de compactación;	z_{max}	=	Profundidad máxima de socavación;
$E_{proctor}$	=	Energía de compactación del ensayo Proctor modificado (= 2.71 J / cm ³);	$z_{max_{d50}}$	=	Profundidad máxima de socavación en arena sin finos;
$\hat{E}$	=	Energía de compactación adimensional;	$\hat{z}$	=	Profundidad normalizada de socavación;
Fr	=	Adimensional de Froude;	ΔD	=	Penetración en unidades de longitud;
h	=	Profundidad del escurrimiento integrada en la sección transversal (m);	ΔG	=	Número de golpes necesario para penetrar un espesor ΔD ;
IP	=	Índice de penetración;	σ_g	=	Desviación estándar geométrica de tamaños de sedimento;
IWC	=	Humedad de compactación;	ρ	=	Densidad del agua;
IWC_{opt}	=	Humedad de compactación óptima según ensayo Proctor modificado;	ρ_d	=	Densidad seca del sedimento;
LL	=	Límite líquido;	$\rho_{d_{opt}}$	=	Densidad seca óptima del sedimento, según ensayo Proctor modificado;
PI	=	Índice de plasticidad;	γ_d	=	Peso específico seco del sedimento;
PL	=	Límite plástico;	ϑ	=	Ángulo entre el plano azimuthal de medición y la dirección principal del escurrimiento; y
R	=	Radio de socavación;	τ	=	Esfuerzo de corte sobre el lecho.

REFERENCIAS

- Ansari, S., Kothyari, U., y Ranga Raju, K. (2002). "Influence of cohesion on scour around bridge piers." *J. Hydraul. Res.*, 40(6), 719-729.
- Berlamont, J., Ockenden, M., Toorman, E., y Winterwerp, J. (1993) "The characterisation of cohesive sediment properties." *Coastal Eng.*, 21(1-3), 105-128.
- Briaud, J.-L., Ting, F., Chen, H., Cao, Y., Han, S., y Kwak, K. (2001) "Erosion function apparatus for scour rate predictions." *J. Geotechn. Geoenviron. Eng.*, 127(2), 105-113.
- Debnath, K., y Chaudhuri, S. (2010). "Bridge pier scour in clay-sand mixed sediments at near-threshold velocity for sand." *J. Hydraul. Eng.*, 136(9), 597- 609.
- Dey, S., Helkjær, A., Sumer, B. M., y Fredsoe, J. (2011). "Scour at vertical circular piles in sand-clay mixtures under waves." *J. Waterw., Port, Coastal, Ocean Eng.*, 137(6), 324-331.
- Diab, R., Link, O., y Zanke, U. (2010). "Geometry of developing and equilibrium scour holes at bridge piers in gravel." *Can. J. Civ. Eng.*, 37(4), 544-552.
- Gobert, C., Link, O., Manhart, M. & Zanke, U. (2010) "Discussion of Coherent Structures in the Flow Field around a Circular Cylinder with Scour Hole by G. Kirkil, S. G. Constaninescu and R. Ettema" *J. Hydraul. Eng.*, 119(1):82-84.
- Harison, A. (1987) "Correlation between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of Soils", *Proc. Instn Civ. Engrg, Part2* pp832-844.
- Link, O., Cecioni, A., Duyvestein, A. y Vargas, J. (2002) "Hydrology of the Bio Bio River" *Zeitschrift für Geomorphologie. Suppl.-Bnd.* 129. Sept. 2002.
- Link, O., Pfleger, F., y Zanke, U. (2008). "Characteristics of developing scour-holes at asand-embedded cylinder." *Int. J. Sediment Res.*, 23(3), 268-276.
- Link, O., González, C., Maldonado, M. y Escauriaza, C. (2012) "Coherent structure dynamics and sedimentmotion around a cylindrical pier in developing scour holes" *Acta Geophysica*, 60(6), 1689-1719.
- Link, O., Klischies, K., Montalva, G. y Dey, S. (2013) "Effects of bed compaction on scour at a bridge pier in sandy clay mixtures" *J. Hydraul. Eng.*, 139(9), 1013-1019.
- Mehta, A., y McAnally, W. (2008). "Fine-Grained Sediment Transport." *Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling, and Practice*. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110, ASCE Press.
- Molinas, A., Jones, S., y Hosny, M. (1999). "Effects of cohesive material properties on local scour around piers." *J. Transport. Res. Board*, 1690(19), 164-174.
- MOP (2012) *Manual de Carreteras*. Ministerio de Obras Públicas de Chile. Santiago.
- Partheniades, E. (2009). *Cohesive sediments in open channels: Properties, transport, and applications*. Butterworth-Heinemann, Burlington, USA.
- Richardson, E., y Davis, S. (2001). "Evaluating scour at bridges." *HEC-18, FHWA-NH-01-001*, 4th Ed., U.S. Dept. of Transportation, Washington, D.C.
- Ting, F., Briaud, J.-L., Chen, H., Gudavalli, R., Perugu S., y Wei, G. (2001). "Flume tests for scour in clay at circular piers." *J. Hydraul. Eng.*, 127(11), 969-978.

DISEÑO REPOSICIÓN DEL CAUCE DE AVENIDA ARGENTINA, COMUNA DE VALPARAÍSO, REGIÓN DE VALPARAÍSO

Luis E. Estellé A.¹ y Carlos Stappung R.²
Dirección de Obras Hidráulicas, Ministerio de Obras Públicas, Chile

INTRODUCCION

El presente proyecto corresponde al estudio de la ingeniería para la reposición del cauce de la Avda. Argentina, ubicado en la ciudad de Valparaíso. La obra existente corresponde al abovedamiento de un cauce natural. En los últimos años, autoridades regionales detectaron un estado de deterioro avanzado de esta obra, con riesgo de colapso de parte su estructura, lo que motivó el presente proyecto.

Breve Historia

Durante la segunda mitad del siglo XIX se realizó, mediante muros de mampostería y puentes complementarios, el encauzamiento de la “Quebrada Las Zorras” o cauce de “Las Delicias”, cauce natural de 16 m de ancho promedio que baja desde la Avda. Santos Ossa hacia el mar, en la ciudad de Valparaíso. Esta obra, seguramente, se desarrolló en forma paralela al ferrocarril de Santiago a Valparaíso y a su estación Barón (1855).

Posteriormente, aproximadamente en 1920 se procede al abovedamiento de dicho cauce natural, desarrollándose en épocas posteriores, diversas obras complementarias hasta conformar el actual colector. En distintas épocas se refuerza la losa superior del colector,

proyectando vigas adicionales a las existentes, actualmente se observan vigas de distintas secciones intercaladas entre las vigas antiguas.

Con anterioridad al año 1974, se construyó el paso a desnivel del Nudo Barón, que en parte afectó al cauce, interviniendo con perforaciones su losa superior, y demoliciones parciales de la estructura de un antiguo puente en arco de albañilería, para permitir el paso de las cepas, las que se fundan en terreno natural, bajo la cota del fondo del colector. También consta que en el año 1989, en el sector perteneciente a la Empresa Portuaria de Valparaíso, dicha empresa realizó obras inherentes a su infraestructura que en parte involucraban al colector.



Postal Estero las Delicias – Valparaíso (1870).



Vista de la Av Las Delicias desde los cerros de Valparaíso (1863)

¹Ingeniero del Departamento de Proyectos de Aguas Lluvias. · email: luis.estelle@mop.gov.cl

²Ingeniero del Departamento de Proyectos de Aguas Lluvias. · email: carlos.stappung@mop.gov.cl



Estación Barón, emplazada sobre el cauce del estero Las Delicias (1860 – 1870)



Esteros "Las Delicias". Comienzo del abovedamiento, tramo Quillota-Pedro Montt (1913)



Avda. Argentina. Abovedamiento completo desde Santa Elena (1920)



Avda. Argentina (Año 2005)



*Reforzamiento interior mediante apuntalamiento de vigas
de madera (Año 2007)*

Ubicación del Cauce Avenida Argentina

La cuenca de la quebrada que da origen al cauce de la Avda. Argentina (17 km²), se encuentra parcialmente intervenida por medio de un túnel, construido en 1915, llamado Angostura o Cabritería de 4,0 m de diámetro y 300 m. de longitud, que desvía completamente la escorrentía hacia la quebrada del mismo nombre (Figura 2).

El cauce entubado propiamente tal, nace en Avda. Santos Ossa a partir de la descarga en cascada proveniente desde el sector Washington y O'Higgins, unos 600 m agua arriba de calle Santa Elena. El proyecto comienza en torno a la intersección de las calles Santos Ossa, Washington y Santa Elena y se desarrolla por una longitud de 1.390 m, aproximadamente, por Avenida Argentina hasta su descarga al mar (Figura 2).

AREA APORTANTE

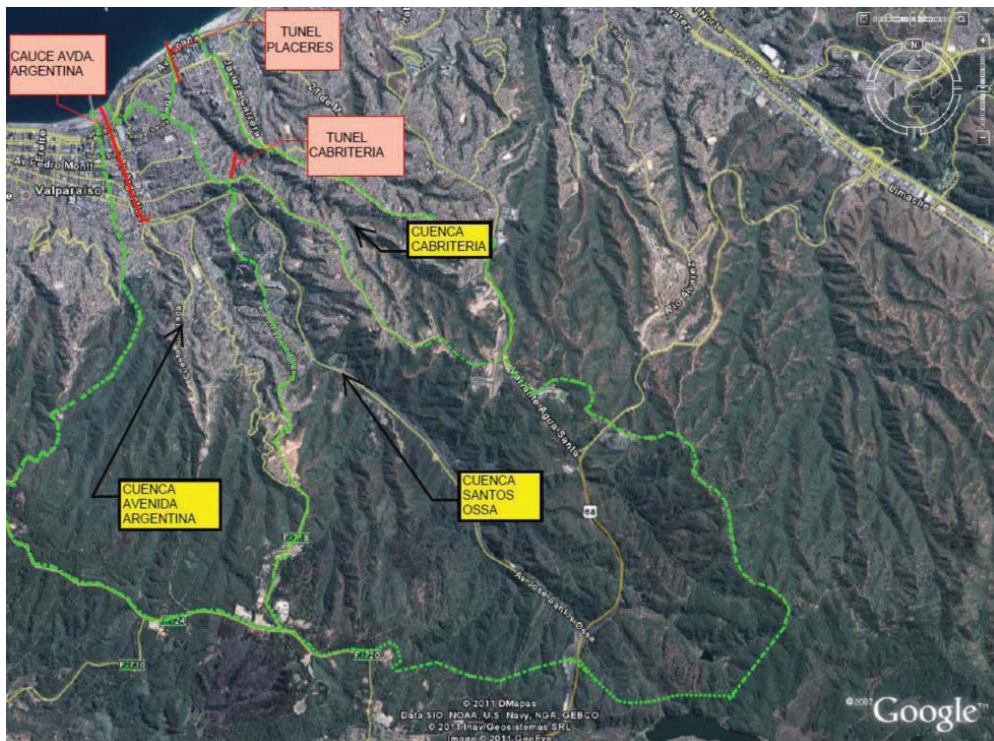


Figura N°1: Plano De Ubicación

Cauce Existente

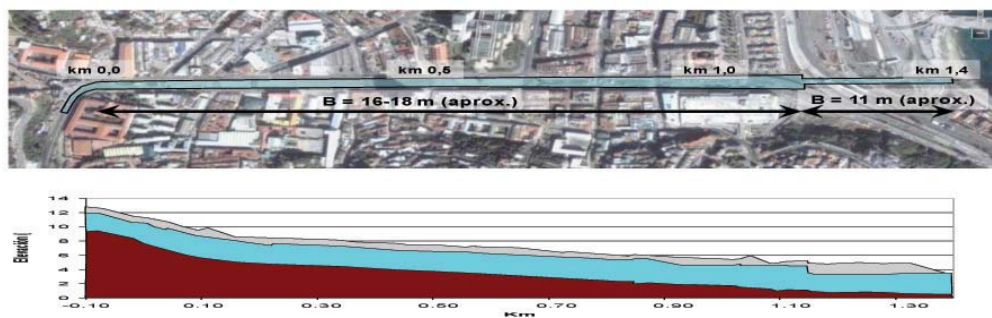


Figura N°2: Cauce A Través De La Avenida Argentina Longitud: 1.390 M. Aprox.



Túnel Cabrería de 4m. de diámetro



Cascada proveniente desde Washington y O'Higgins

ESTUDIOS PREVIOS REALIZADOS: FASE I

Previo al proyecto fue necesario definir los caudales de diseño afluentes al colector, efectuar un diagnóstico hidráulico y sedimentológico del funcionamiento de su funcionamiento y efectuar un acabado catastro del estado de sus estructuras. También se analizaron los posibles impactos, en el tráfico, que podrían incurrir las distintas alternativas de reparación y reposición.

Caudales de Diseño.

El estudio hidrológico efectuado, entregó los siguientes caudales de diseño para los distintos puntos del colector (Tabla 1):

TABLA N°1: Caudales de Diseño

Calle	Km	Caudal Máximo (m³/s)					
		T2	T5	T10	T25	T50	T100
Santos Ossa	0+000.0	8.831	14.850	19.272	20.927	23.067	25.663
Washington	0+014.5	9.166	15.377	19.960	21.904	24.295	27.185
Santa Elena	0+051.0	13.428	22.482	29.247	35.028	41.068	47.611
S/N	0+112.4	14.126	23.599	30.710	36.982	43.471	50.534
	0+149.7	14.552	24.309	31.601	38.805	45.505	53.128
Don Bosco	0+364.8	15.344	25.553	33.219	41.066	48.300	56.374
Sarmiento	0+444.0	15.725	26.169	34.027	42.141	49.504	57.578
Zenteno	0+517.1	15.944	26.521	34.488	42.755	50.260	58.498
San José	0+573.6	16.061	26.712	34.734	43.080	50.664	58.982
Juana Ross	0+576.3	16.448	27.394	35.767	44.340	52.444	61.095
Pedro Montt	0+725.9	16.682	27.815	36.513	45.380	53.786	63.189
Eloy Alfaro	0+841.0	17.531	29.185	38.291	47.760	56.720	66.759
Pje Quillota	0+928.6	17.853	29.689	38.950	48.659	57.777	67.953
Brasil	1+049.6	18.123	30.120	39.514	49.432	58.737	69.132
España	1+116.7	18.607	30.869	40.496	50.798	60.418	71.147

Diagnóstico Hidráulico.

Para el análisis hidráulico se supuso distintos escenarios, los que se pueden resumir como sigue:

Caso 1: Con obstrucción por interferencias en el cauce y colector sin embanque.

Caso 2: Con obstrucción por interferencias y basuras en el cauce y colector sin embanque.

Caso 3: Con obstrucción por interferencias y basuras en el cauce y colector embancado.

Caso 4: Sin obstrucciones y colector sin embanque.

Caso 5: Sin obstrucciones y colector embancado.

Los resultados, en términos de capacidad de conducción hidráulica del colector, se pueden apreciar en la siguiente (Tabla 2):

TABLA N°2: Capacidad Hidráulica por Tramos

Tramo		L (m)	T (años)				
De Km	A Km		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
-0.075	0.500	575	100	100	100	100	100
0.500	0.750	250	100	100	25	100	25
0.750	1.000	250	50	10	2	50	2
1.000	1.250	250	10	2	< 2	10	< 2
1.250	1.390	140	100	100	2	100	2

Descripción de la Retención y Manejo de Sedimentos de la Cuenca Aportante.

El fenómeno de arrastre que experimentan las quebradas afluentes al cauce Argentina, obedece esencialmente a un aumento de la capacidad de movilización de sedimentos provenientes del lecho de estas quebradas durante eventos de crecidas. Este fenómeno es causado por crecidas pluviales sobre cuencas frecuentemente secas. Para evitar el arrastre de material sedimentario, en la quebrada se construyeron muros transversales, de una altura variable entre 2 y 8 m, cuyo objetivo es reducir la pendiente media de los cauces afluentes de modo que éstas alcancen valores menores o iguales que la pendiente crítica de arrastre, induciendo de este modo la deposición de los sedimentos. La solución contempló el escalonamiento de las quebradas con barreras transversales de distintos espaciamientos, que sin embargo no resultan suficientes para controlar, totalmente, el ingreso de los sedimentos al interior del colector, por lo que la obra debe contemplar estructuras para su limpieza. Conforme a la información existente la capacidad de retención del conjunto de barreras existentes alcanza un valor del orden de 9.500 m³.

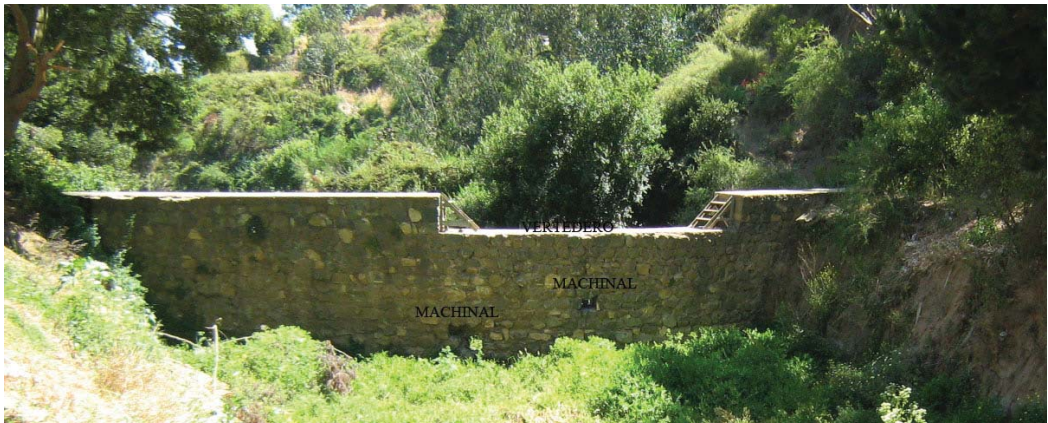
La operación actual de los desarenadores la realiza el DAT (Departamento de Asistencia Técnica de la I. Municipalidad de Valparaíso), las limpiezas periódicas se realizan después de los meses de invierno, operación que se ejecuta con maquinaria tipo retroexcavadora y camiones.

La forma característica de los muros de retención de los desarenadores corresponde a una estructura gravitacional construida con mampostería de piedra. En el tercio inferior, el muro presenta agujeros “machinal”, de dimensiones que varían desde 40 a 80 cm, que funcionan como barbacanas para bajar la presión de agua que solicita al muro. Sobre el muro está construido un vertedero de pared ancha, trapezoidal. Este elemento se construyó como parte del muro ya que presenta similitud en la forma y el material. Como elemento singular, en algunos casos antes del decantador, se encuentran emplazadas unas barreras retenedoras de basura y vegetación.

Según los estudios efectuados la capacidad actual de retención de los desarenadores existentes es muy inferior al potencial de producción de sedimentos de la cuenca aportante, por tanto deberá abordarse en un estudio futuro esta problemática.



Barreras retenedoras de basuras y muros desarenadores



Muro contenedor de sedimentos (decantador vacío inicio temporada invierno)

Sin perjuicio que se debe tratar de retener la mayor cantidad posible de sedimentos en la cuenca aportante, es inevitable su ingreso al colector lo que obliga a mejorar la capacidad de conducción del cauce entubado mediante

acciones sobre la pendiente y con la eliminación de los obstáculos existentes en su interior. También es necesario mejorar los sistemas de acceso para la limpieza interior.



Obstáculos al flujo y al arrastre de sedimentos como tuberías, pilares desalineados.



Manejo de basuras por la ciudadanía y deposición de sedimentos en el estrechamiento.



Accesos inadecuados para la limpieza periódica del cauce con maquinaria.

Descripción de las Estructuras existentes en el Cauce Entubado de Av. Argentina.

La siguiente Figura, ilustra los distintos tipos de estructuras encontrados en el interior del cauce abovedado.

Tipologías Existentes en el cauce entubado

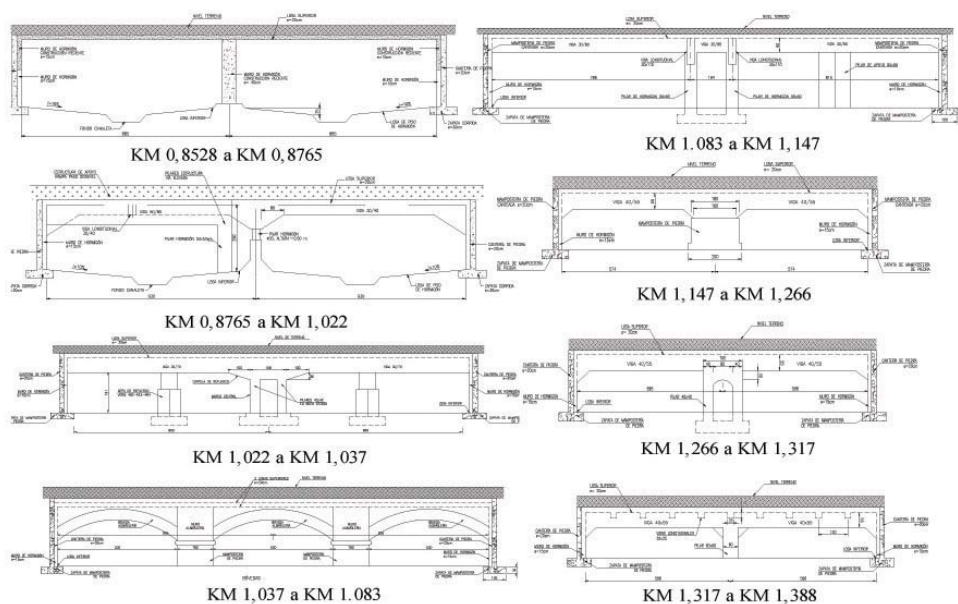


FIGURA : Tipologías de estructuras existentes en el cauce entubado

Diagnóstico Físico Estructural del Cauce Entubado.

A continuación, en la Figura, se resumen los resultados de la evaluación estructural por tipo de elementos existentes:

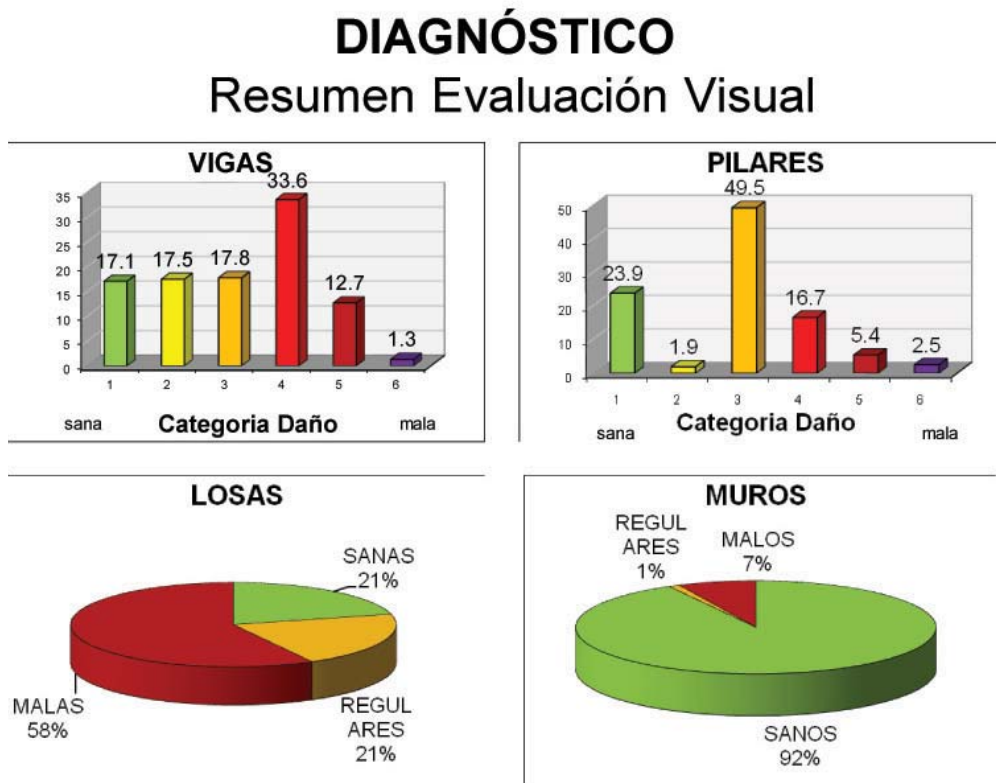


FIGURA : Evaluación estructural por tipo de elementos existentes

DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PARA AVDA. ARGENTINA.

Teniendo presente los resultados de los impactos de tráfico del estudio de la FASE I, además de consideraciones de índole constructivas, durabilidad y seguridad de la obra a ejecutar, se propusieron tres alternativas de solución:

Alternativa 1: Refuerzo Interior del Colector

Plantea no demoler los elementos estructurales en mal estado, y proceder a realizar un reforzamiento parcial o total de cada uno de ellos. Estas obras se realizarían íntegramente desde el interior del colector, de modo de no interferir con el entorno, minimizando de este modo el impacto vial en la Avenida Argentina.

Impacto Vial: Esta alternativa no presenta interferencia con la vialidad existente, dado que el trabajo es subterráneo.

Alternativa 2: Reemplazo Parcial de Elementos Estructurales

Plantea una solución mixta entre el reforzar interiormente del colector y el reemplazo de tramos completos de elementos estructurales. En lo fundamental, la alternativa plantea demoler algunos tramos donde el sistema losa, vigas y pilares presenta un estado de deterioro muy avanzado. Con relación a los muros, estos se mantienen, pues su estado es aceptable y su no demolición logra minimizar fuertemente el impacto vial en la Avenida Argentina

Impacto Vial: Considera la construcción en dos etapas, primero la construcción del reforzamiento de las intersecciones, de la misma forma que la alternativa anterior, por lo cual no presenta impacto vial. Posteriormente, en la segunda etapa, se reemplaza parcialmente la estructura (losa y vigas), para lo cual se requiere un sobre ancho de seguridad de 3 metros por cada lado desde el actual límite del colector, lo que provocará un impacto vial.

Alternativa 3: Reemplazo Total Colector

Se plantea una solución que busca construir un colector nuevo, pero con las limitantes que impone fundamentalmente la vialidad del lugar, que imposibilitan materializar en zanja abierta, en todo su trazado, un nuevo colector.

Los sectores con restricciones corresponden al Nudo Av. José Santos Ossa y sector Nudo Barón al término de la rampa de acceso a Valparaíso, sector calle Yungay, en una longitud aproximada de 20 m, ambos sectores en la práctica no ofrecen alternativas viales de desvío por lo que necesariamente para mejorar la estructura se tiene que realizar a nivel de refuerzos interiores, manteniendo la losa de superficie.

El otro sector con grandes problemas viales son desde calle Yungay hasta la descarga, en este sector se propone reemplazar todos los elementos estructurales del colector pero trabajando desde el interior, con una metodología adecuada y de alta complejidad.

Para el resto del colector el reemplazo será total y se operará a tajo abierto, cerrando pistas de la calzada adyacente al colector de la Avenida Argentina. Se considera que el reemplazo total será en dos etapas.

Impacto Vial: Esta alternativa considera la construcción en tres etapas, considerando en la Etapa 1 la construcción de reforzamiento subterráneo de los sectores puntuales como son Santos Ossa y Nudo Barón, los cuales al igual que la Alternativa 1 no generan impacto vial. Además se solucionan las principales intersecciones del eje, en las cuales se mantiene la oferta vial, desplazando los ejes de

las perpendiculares a Av. Argentina hacia el oriente y poniente de manera de garantizar la capacidad actual, así como el tramo Nudo Barón al poniente. A continuación corresponde el reemplazo total entre las intersecciones, por lo cual se ha dividido esta construcción en dos partes. Corresponde a la segunda etapa el tramo Santos Ossa – Pedro Montt y en tercera etapa al tramo Pedro Montt – Yungay.

PROYECTO DE REPOSICIÓN DEL CAUCE DE LA AVDA. ARGENTINA: FASE II

PRINCIPALES ASPECTOS DEL PROYECTO:

Objetivos y Alcances del Proyecto.

La DOH decidió que sólo la alternativa de reposición total del colector, (alternativa 3) con una consideración especial al tratamiento de los cruces de calles pase a la etapa de diseño. Dentro del alcance del estudio también se encuentra el saneamiento superficial del escurrimiento de aguas lluvias y sedimentos de la Avenida Argentina en toda su extensión.

DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Diagnóstico Hidráulico y Sedimentológico

Desde el punto de vista hidráulico, el cauce presenta, en términos generales, capacidad suficiente para conducir un caudal de diseño ($T=100$ años), (Figura 5) observándose los siguientes problemas a solucionar:

- Obstrucciones del cauce por interferencias de servicios (matriz de agua potable - Figura 6).
- Embanque en el tramo final del colector (Figura 7).
- Descarga al mar contraída.
- Fondo del colector irregular en el tramo final con una pendiente muy baja, cercana al 0,2%.

Los problemas anteriores generan un peraltamiento, que reduce la velocidad de escurrimiento lo que trae consigo una reducción en la capacidad de conducción y arrastre.

El análisis de la capacidad de arrastre en el interior del colector, determinó que entre el km 0.000 y el km 1.021 existe la capacidad de

arrastrar los sedimentos para todos los periodos de retorno. En cambio, en el tramo desde el km 1.021 hasta 1.154 se produce una tendencia a la depositación de sedimentos para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, esto se debe a la reducción de velocidad

generada por el angostamiento brusco del km 1.151,4. Para periodos de retorno menores $T=2$ años la tendencia a la depositación se extiende hasta el kilómetro 1.240 donde se ubica la matriz de agua potable.

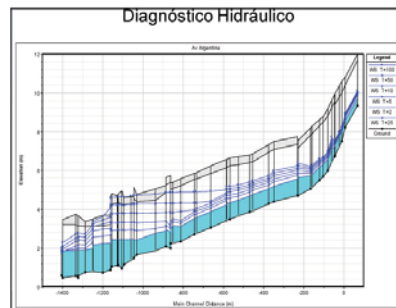


FIGURA 5: Diagnóstico Hidráulico

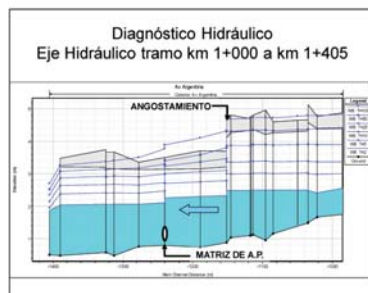


FIGURA 6: Diagnóstico Hidráulico

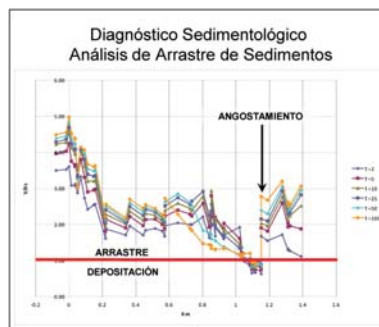


FIGURA 7: Diagnóstico Sedimentológico

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL

Se requiere el reemplazo o refuerzo interior completo del colector. Esto quiere decir que la obra existente debe ser demolida y reemplazada completamente donde sea posible y en caso contrario debe construirse desde el interior una nueva estructura que reemplace a la existente en su capacidad soportante.

Solución Propuesta para los Problemas Hidráulicos y Sedimentológico.

- Traslado de la matriz de Agua Potable que interfiere.
- Encauzamiento de la descarga.
- Rectificación de pendiente de fondo y sobre todo aumentando la pendiente de fondo en el tramo final a 0,5%

- Mejoramiento del Angostamiento logrando que sea Paulatino
- Implementación de una Grada de Caída en el angostamiento, generando un sector de deposición dependiendo del comportamiento de la marea en la crecida.
- Reducción del ancho del muro central en el sector de angostamiento (km 1+151-1+240).
- Mejoramiento de la alineación de las cepas en el sector bajo el Nudo Barón para evitar

problemas con acumulación de basuras y sedimentos.

- Mejoramiento de la rugosidad de las paredes del abovedamiento, mediante la construcción de una estructura totalmente nueva.

El resultado de estas modificaciones puede verse en las figuras siguientes (Figuras N°8 y 9) donde se aprecia un mejoramiento generalizado del eje hidráulico, incluso en condiciones de embanque.

EJES HIDRÁULICOS

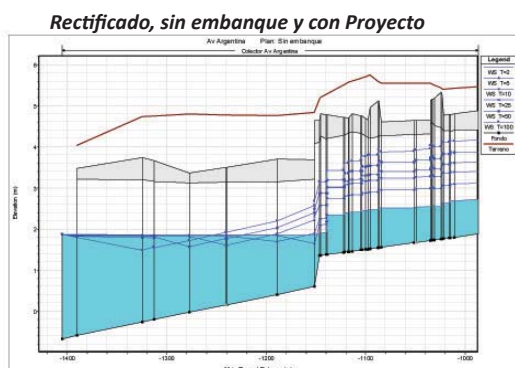


Figura 8: Resultado de las modificaciones

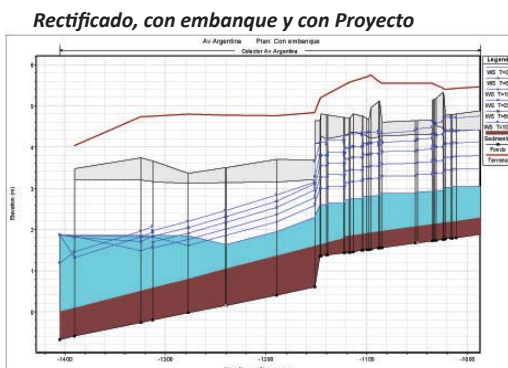


Figura 9: Resultado con embanque

El Resultado del análisis de la velocidad del flujo capaz de arrastrar sedimentos para las distintas crecidas según su periodo de retorno, indica que en general para todas las crecidas el caudal peak podría tener la capacidad de arrastre, sin perjuicio que antes y después de la cresta del hidrograma de crecida, se

puede producir deposición. Para lo cual el proyecto tiene previsto un sector de deposición y accesos con grandes escotillas de limpieza, para poder materializar el programa de limpieza anual del cauce después de la temporada de lluvias.

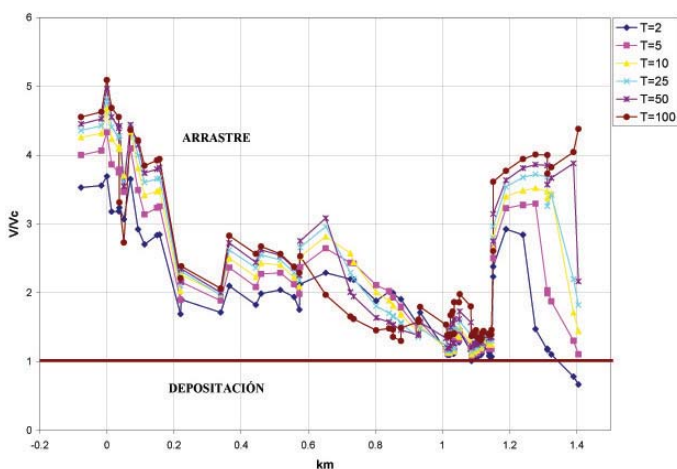


Figura 10: Velocidad de arrastre en el peak de la crecida con proyecto

SOLUCIÓN ELEGIDA PARA EL PROBLEMA ESTRUCTURAL

Las obras proyectadas para la reposición del cauce de la avenida Argentina comprenden la ejecución desde el interior del cauce en la mayor parte de su trazado. Sólo se exceptúa el tramo comprendido entre el kilómetro 1.036 y el kilómetro 1.151 el cual se ejecutará a zanja abierta debido a su complejidad estructural por la existencia de una antigua estructura

de albañilería la cual debe ser parcialmente demolida. Y el recinto de EPV (desde el cruce del FFCC hasta la descarga al mar) donde se ejecuta.

A continuación se presentan algunos de los tipos de estructuras consultadas en el proyecto:

4.4.1 KM 0.000-0.849 y KM 0.876-0.928 Arco Doble Tunnel Liner (Secciones Tipo 1 a 6 - Figura 11)

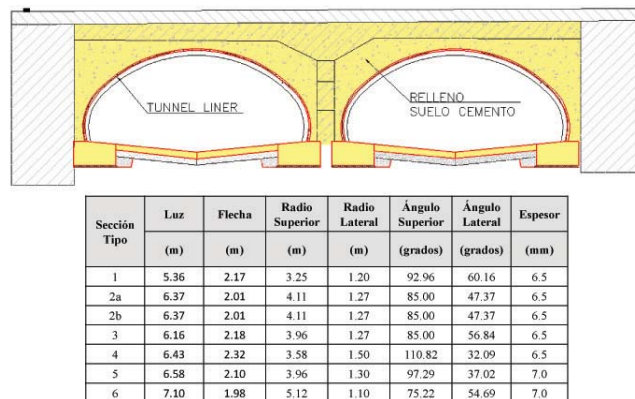


Figura 11

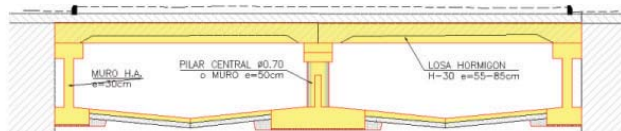
Esta sección tipo considera el reemplazo de la estructura existente con mínima obra de demolición, armando en el interior arcos de acero (tunnel liner) revestidos con pintura epóxica. Posteriormente se inyecta suelo cemento desde la superficie utilizando agujeros o perforaciones realizadas previamente para este efecto (4 agujeros perforados con testiguera para cada tramo entre vigas existentes). Como revestimiento interior se considera una capa de 10cm de hormigón proyectado platachado para mejorar

su terminación superficial y una fundación que requiere de un cálculo especial debido a la elevada carga y la excentricidad de la misma respecto a la fundación.

4.4.2 KM 0.853-0.876 Sección Existente se mantiene sin variación.

Se mantiene esta obra dado que se considera reciente y en buen estado.

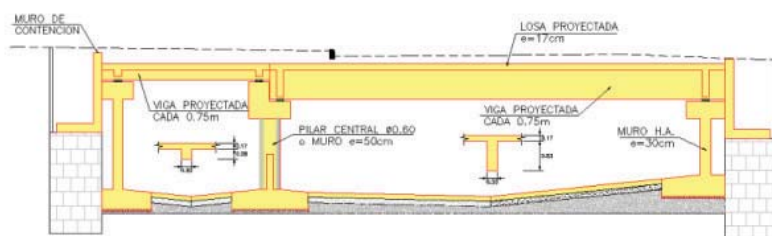
4.4.3 KM 0.849-0.853 y KM 0.876-1.035 Secciones Tipo 7a12 Marco Doble y Losa Superior (Figura 12).



Variante	Luz Nave Izquierda	Luz Nave Derecha
7	≤8.05	≤8.05
8	7.30	9.50
9	6.62 – 6.66	9.59 – 9.87
10	≤6.90	10.30 – 10.56
11	≤6.35	11.15 – 11.30
12	4.80	12.86 – 12.95

Figura 12

4.4.4 KM 1.035-1.125 Secciones Tipo 13a15 Marco Doble y Losa con vigas prefabricadas (Figura 13).



Variante	Viga Nave Izquierda	Viga Nave Derecha
13	L=4.8m h=28cm	L=13.0m h=83cm
14	L=5.2-8.0m h=83cm	L=12.6-9.7m h=83cm
15	L=9.0-7.0m h=53cm	L=9.0-10.6m h=53cm
16	Losa e=65cm	L=8.86m h=83cm

Figura 13

4.4.5 KM 1.125-1.135 y KM 1.141-1.151 Sección Tipo 8 Marco Doble y Losa Superior (Figura 14).

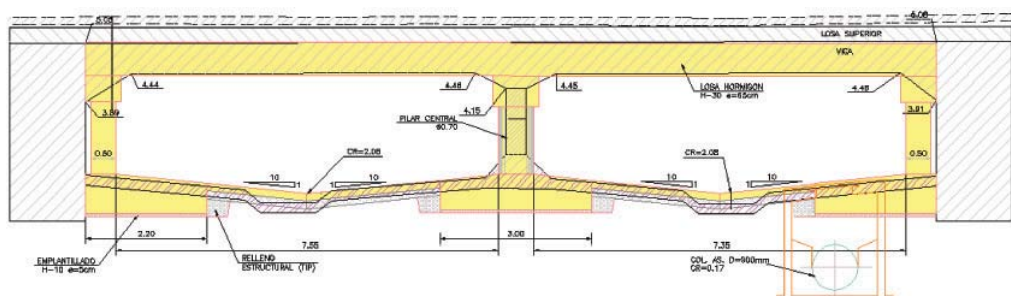


Figura 14

4.4.6 KM 1.135-1.141 Sección Tipo 16 Marco Doble Mixto Losa – Vigas (Figura 15)

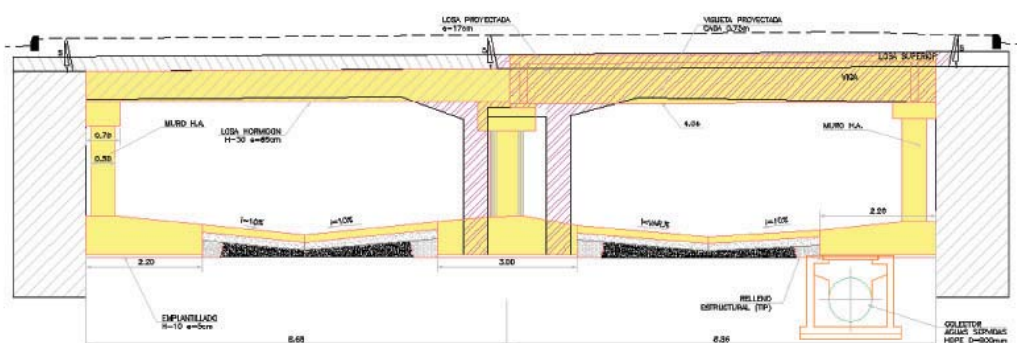


Figura 15

La sección tipo 16 corresponde a una situación mixta. Por el costado izquierdo corresponde a la sección tipo 8 mientras que el costado derecho corresponde a la sección tipo 15.

4.4.7 KM 1+151-1+246 Sección Tipo 17 y 18 Marco Doble y Losa Superior en Sección Angosta (Figura 16).

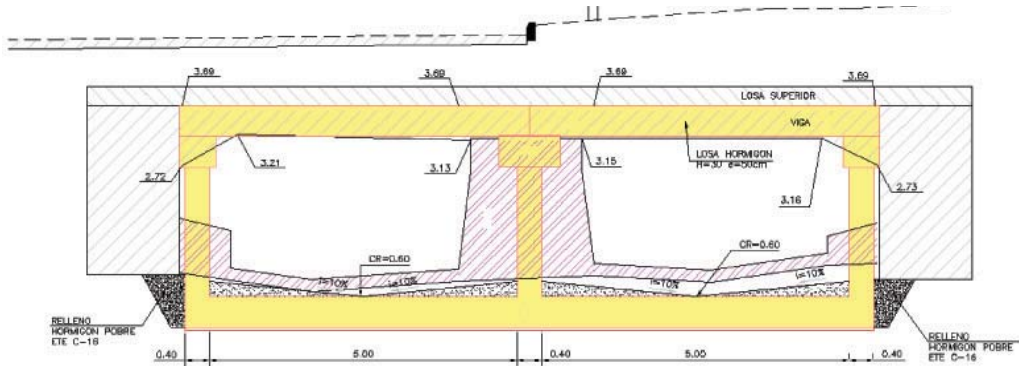


Figura 16

Esta sección tipo también considera el trabajo desde el interior. La configuración de esta solución corresponde a la construcción de una losa de hormigón armado entre las vigas existentes la cual se sostiene con muros en los extremos (estribos) y en el centro. La diferencia con la estructuración tipo 7 a 12 anteriores, es

que posee losa de fundación en lugar de zapatas. La Sección tipo 18 corresponde al paso bajo el ferrocarril, la cual está calculada con cargas mayores y la nueva estructura debe hormigonarse sin realizar perforaciones desde la superficie.

4.4.8 KM 1.246-1.395 Sección Tipo 19a y 19b Cajón Doble en Sección Angosta (Figura 17).

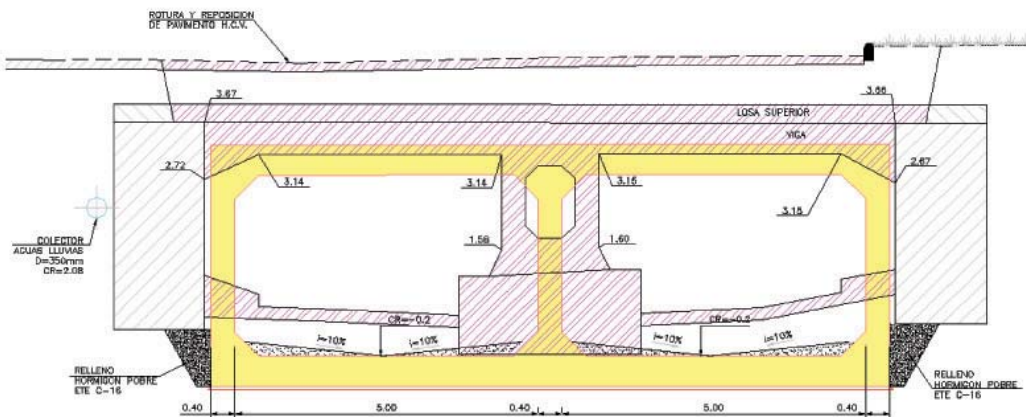


Figura 17

4.4.9 KM 1.95-1.415 Sección Tipo 20 Canal Rectangular con Muros de Contención (Figura 18).

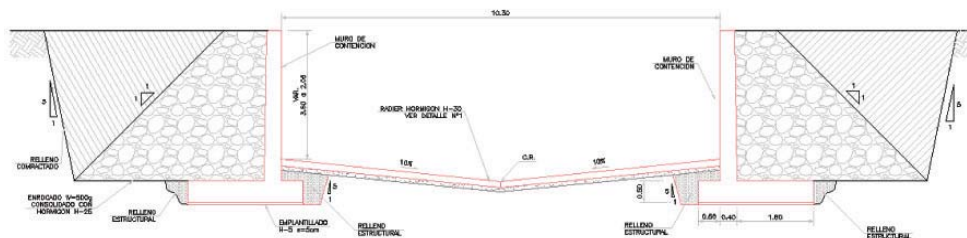


Figura 18

Esta sección corresponde a un muro de contención de altura variable la cual fue tramificada en dos rangos de altura:

- Altura libre de 3.6 a 2.05m (Altura del muro de 4.1 a 2.55m)
- Altura libre de 2.05 a 0.5m (Altura del muro de 2.55 a 1.0m)

Este diseño no considera sobrecarga móvil dado que está ubicada en el borde costero y no considera presión hidroestática por lo que se especifican barbacanas para reducir esta presión.

4.5 Etapas Constructivas.

Debido a la complejidad y el elevado monto de las obras, el proyecto se ha dividido en cuatro etapas constructivas (Figura 19):

- Etapa 1 km 0.000 a km 0.445 : El método constructivo de esta etapa es principalmente desde el interior mediante la técnica tunnel liner en la cual se construyen dos arcos metálicos que posteriormente se rellenan con hormigón fluido para remover los espacios vacíos. Las obras de hormigón armado con mol-

daje se localizan en las descargas y escotillas, siendo sólo éstas últimas construidas a zanja abierta.

- Etapa 2 km 0.445 a km 0.928 : Igual método constructivo que la etapa anterior.

- Etapa 3 km 0.928 a km 1.150 : Este tramo corresponde a la rampa y estructura del Nudo Barón y del puente de albañilería, situación que no puede ser abordada completamente desde el interior. Este tramo presenta las mayores dificultades constructivas y de desvíos de tránsito, y constructivamente se diferencia de las otras etapas por la gran variedad de métodos y tipologías necesarias para su construcción.

- Etapa 4 km 1.150 a km 1.415 : Este tramo corresponde al cruce bajo el FFCC, el recinto de la Empresa Portuaria de Valparaíso (EPV) y la descarga al mar. El cruce bajo el FFCC se realiza desde el interior, mientras que el sector de EPV y la descarga se realizan en zanja abierta.

La planificación de las obras considera que la ejecución de las obras se realizará principalmente entre los meses de septiembre y abril aunque eventualmente será necesario realizar trabajos en los meses de mayo a agosto.



Figura 19

4.6 Costos por Etapas.

Etapas 1	\$4.456 millones
Etapas 2	\$4.442 millones
Etapas 3	\$3.671 millones
Etapas 4 (*)	\$3.095 millones
TOTAL	\$15.665 millones

(*) este costo incluye 100 millones + GG+ iva = \$ 172,6 millones por concepto de derechos de paso de EFE.
IPC Base : Octubre 2009=99,38

5. CONSIDERACIONES ESPECIALES DE ESTE PROYECTO

5.1 Sectores del Cauce a Construir Abiertos.

En la siguiente figura (figura 20) se muestran los sectores a construir en zanja abierta:

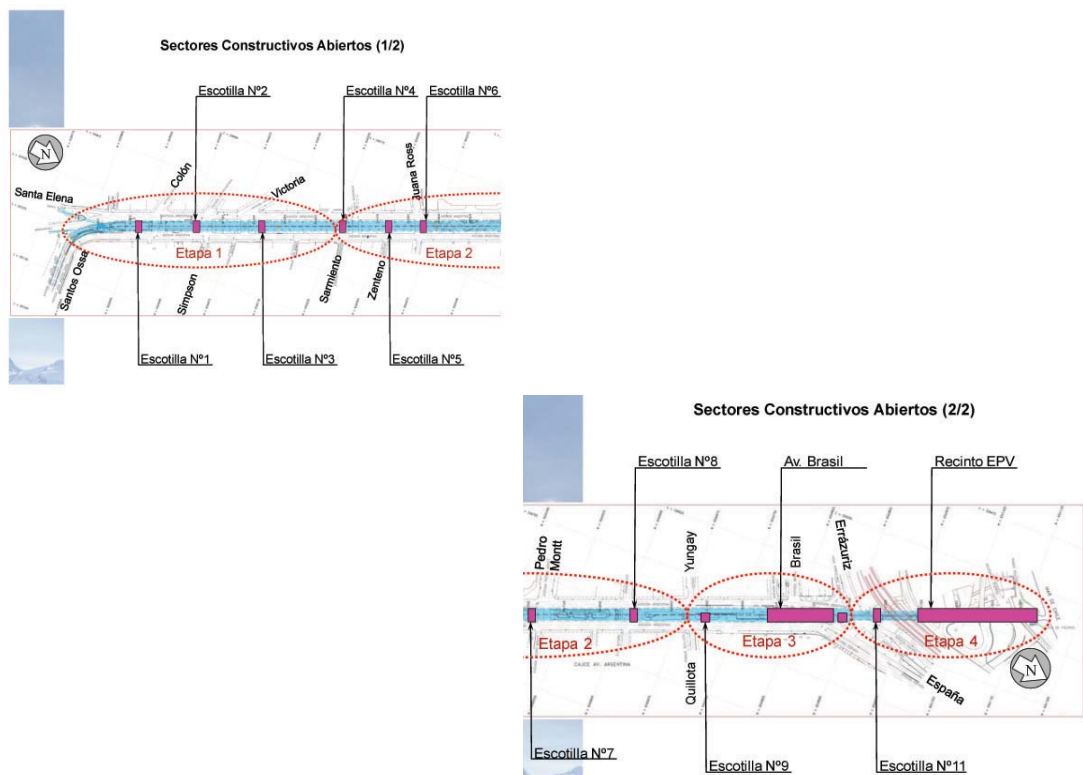


Figura 20: Sectores a construir en zanja abierta

5.2 Relevamiento Arquitectónico Puen- te interior de Triple Arco de Albañilería de ladrillo.

En el interior del cauce del colector de la Avda. Argentina, se encontró una antigua estructura consistente en un puente en triple arco, de albañilería de ladrillo, de 5,3 m libre entre vanos, 18 m de altura y 46 m de longitud (Figura 21). Este puente, probablemente, fue utilizado a fines del siglo XIX para el retorno de los tranvías tirados por caballos en torno al cauce del estero Las Delicias.

Esta estructura se consideró con valor patrimonial, sin embargo, el Consejo de Monumentos Nacionales, con fecha 16 de Octubre de 2009, indicó que era posible su demolición, y sólo se debía realizar un relevamiento arquitectónico, planimétrico y realizar un registro fotográfico y audiovisual de la misma.

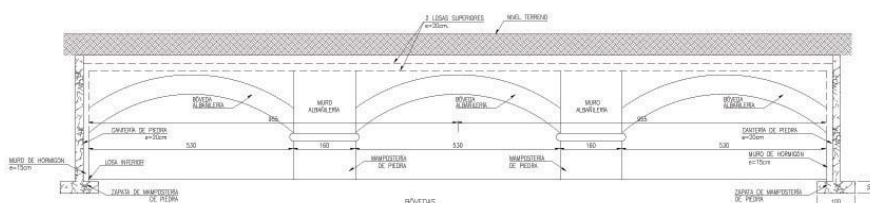


Figura 21 Puente en triple arco de albañilería de ladrillo



Puente de tres arcos bajo la losa del cauce en cruce avda. Brasil

CONCLUSIONES

El proyecto de reposición del cauce de la Avda. Argentina, significó un desafío interesante para el Departamento de Proyectos de Aguas Lluvias, de la DOH. Su complejidad radica en dos aspectos principales: el manejo de los caudales que recibe (líquidos y sólidos) y su emplazamiento (ubicado en una zona neurálgica de Valparaíso). Lo anterior obligó a analizar distintas alternativas, privilegiando aquellas que producían menores interferencias con la ciudad.

Actualmente, el proyecto se encuentra en su fase de ejecución, a cargo del Departamento de Construcción de Obras de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias de la DOH, quienes, mediante dos contratos, construyen las denominadas Etapa 3 y 4, con costos de \$ 4.978.023.364 y \$ 5.825.745.522, respectivamente. Se espera que esta inversión supere los 30 años de servicio, plazo utilizado para las evaluaciones económicas de obras de aguas lluvias.

REFERENCIAS

- 1.- *Ingeniería Cuatro Ltda. (2009). Diseño Definitivo Reposición del Cauce de Avda. Argentina, Valparaíso, Región de Valparaíso, Fase I.*
- 2.- *IRH Ingenieros Consultores Ltda. (2010). Diseño Definitivo Reposición del Cauce de Avda. Argentina, Valparaíso, Región de Valparaíso, Fase II.*

Titulados 2014





Universidad de Chile
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Departamento de Ingeniería Civil

Quintero Fuentes, Abel Alfonso
2014

Impacto Económico y Operacional de Sistemas de Almacenamiento de Energía Frente un Escenario de Alta Penetración Eólica en el Sistema Interconectado Central- Chile, Utilizando un Modelo de Coordinación Hidrotérmico
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental. Magíster en Recursos y Medio Ambiente Hídrico
Profesor Guía: Marcelo Olivares A.

Haas, Jannik
2014

Análisis de Interacciones a Nivel Horario entre Centrales Hidroeléctricas y Eólicas en el Sistema Interconectado Central de Chile
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental. Magíster en Recursos y Medio Ambiente Hídrico
Profesor Guía: Marcelo Olivares A.

Arce Morán, Diego Agustín
2014

Caracterización en Terreno y por Modelación Numérica de la Hidrodinámica de Estuario del Río Maule, Chile
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental. Magíster en Recursos y Medio Ambiente Hídrico
Profesor Guía: Alberto de la Fuente S.

Rossel Bustamante, Valeria Madeleine
2014

Estudio de la Relación entre Caudal Ecológico, Operación Hydropeaking y Calidad del Agua del Embalse Rapel
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental. Magíster en Recursos y Medio Ambiente Hídrico
Profesor Guía: Alberto de la Fuente S.

Villa Olivares, Evelyn De los Angeles

2014

Impacto del Cambio Climático sobre la Disponibilidad de Agua y sus Efectos sobre los Usos de Agua en la Cuenca del Río Elqui

Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Heloisa Schneider

Ordóñez Valdebenito, César Fernando

2014

Estudio Experimental sobre el Transporte de Oxígeno en la Interfaz Agua-Sedimentos para Cuerpos de Agua Someros

Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Alberto de la Fuente S.

Henseleit Inzunza, Alberto Eduardo

2014

Cambios en los Niveles de Aguas Subterráneas y su Efecto sobre la Zona No Saturada y la Vegetación. Enfoque Conceptual y Numérico

Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Carlos Espinoza C.

Zamorano Morales, Rodrigo Roy

2014

Modelación Numérica 3d Aplicada al Diseño de las Obras Hidráulicas de la Central Baker 1, Región de Aysén

Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Yarko Niño C.

Negrete Suárez, Felipe Ignacio

2014

Estudio Experimental de Formas de Fondo en Flujos Laminarres con Superficie Libre de Fluidos Pseudoplásticos

Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Aldo Tamburrino T.

Henríquez Romero, Ignacio Patricio

2014

Análisis de Parametrizaciones Espaciales en la Calibración del Modelo Hidrológico Topnet, Aplicado en la Cuenca del Río Cautín, IX Región

Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Ximena Vargas M.

Serrano Bustos, Rosario

2014

Proyecciones de Disponibilidad del Recurso Hídrico en la Cuenca Alta del Maipo, bajo Escenarios Recientes de Cambio Climático
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental
Profesor Guía: Ximena Vargas M.

Rodríguez Chiti, Paulina Alejandra

2014

Sistema de Soporte de Decisiones para Gestión de Riesgo ante Aluviones en la Mina el Teniente, Codelco
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental
Profesor Guía: James Mc Phee T.

Richard Cerda, Juan Carlos

2014

Respuesta Hidrológica del Río Cautín, IX Región de la Araucanía, Chile, ante Escenarios de Cambio Global
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental
Profesor Guía: James Mc Phee T.

Saavedra Meléndez, Felipe Alfredo

2014

Aplicación del Modelo Dhsvm sobre Microcuencas Forestadas en la Zona de Corral, Región de los Ríos
Ingeniería Civil, Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental
Profesor Guía: James Mc Phee T.

Abarzúa Torres, Fernanda Gabriela

2014

Estudio experimental del inicio de aluviones en la cuenca alta del río Coya, Mina El Teniente
Ingeniería Civil Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental
Profesor Guía: Santiago Montserrat M.

Aguado Gómez, Alejandro Cristián

2014

Determinación numérica de la influencia de las condiciones de borde costeras sobre la longitud de una cuña salina en estuarios. Aplicación a estuarios chilenos
Ingeniería Civil Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental
Profesor Guía: Yarko Niño C.

Urmeneta Migone, Francisca Andrea

2014

Metodología para la determinación del caudal ecológico en estuarios: Aplicación en el estuario del río Aysén

Ingeniería Civil Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Carolina Meruane N.

Jiménez Martínez, Gonzalo Esteban

2014

Caracterización de la Cuenca del Río San José en Arica para la Evaluación a nivel de perfil de un Sistema de Recarga Artificial de Acuíferos

Ingeniería Civil Mención Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Profesor Guía: Julio Vallejos A.



Pontificia Universidad Católica de Chile
Escuela de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental

Zuazo Echenique, Vicente
2014

Assessing The Impact Of Travel Time Formulations On The Performance Of Spatially Distributed Travel Time Methods
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica. Magister en Ciencias de la Ingeniería
Profesor Guía: Jorge Alfredo Gironas Leon

Lobo Benavides, Gabriel Pablo
2014

Evaluation And Improvement Of The Cligen Model For Storm And Rainfall Erosivity Generation In Central Chile
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental. Magister en Ciencias de la Ingeniería
Profesor Guía: Carlos Alberto Bonilla Melendez

Carkovic Aguilera, Athena Belén
2014

Sediment Composition For The Assessment Of Water Erosion And Nonpoint Source Pollution In Natural And Fire-Effected Landscapes
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental. Magister en Ciencias de la Ingeniería
Profesor Guía: Carlos Alberto Bonilla Melendez

Puga Figueroa, María Caridad
2014

Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Ambiental

Barra Hevia, Rodrigo Andrés
2014

Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Müllendorff Gallardo, Daniel Adolfo
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Domínguez Bennett, José Luis
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Hertz Zúñiga, Jose Tomás
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Gonzalez Muñoz, Christian Rodrigo
2014
Caracterización Del Comportamiento Estadístico Del Transporte De Sedimentos A Partir De
Simulaciones Numéricas
Profesor Guía: Cristian Rodrigo Escauriaza Mesa

Eyzaguirre Correa, Antonio
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Catalán Julia, María José
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Daga Kunze, Javier Ignacio
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Ugarte Vidaurre, Santiago
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Lagos Izquierdo, Federico
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Saalfeld Becerra, Felipe Eduardo
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Hanke Sepulveda, Hans Alexander
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Lavin Cuevas, Rodrigo Fernando
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Achurra Tirado, María Josefina
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Bengoa Trucco, Valentina María
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Pino González, Viviana Alejandra
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Ulloa Gamboa, Matias
2014
Factibilidad Técnica Y Económica Co-Firing En Chile
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Cornejo Caro, Nayaret Macarena
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Olmos Bell, Daniela Andrea
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Johnson Canales, Daniela Paz

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Díaz Barra, Juan Guillermo

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Galaz Astorga, Ignacia Gabriela

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Reymond Laban, Carlos Raúl

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Calderón Testa, Andrés Daniel

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Vildosola Benavente, María Asunción

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Herrera Ramos, Ignacio José

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Sotomayor Valdivieso, María Teresa

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Campino Ferrada, Enrique Fernando

2014

Examen De Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Maass Wolfenson, Tamara
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Suzuki Cartes, Naoki Joaquín
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Pumpin Del Real, Juan De Dios
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Domínguez Ebel, Eduardo Javier
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Domínguez Philippi, Santiago José
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Canales Errázuriz, Teresa De Jesús
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Molina Carvallo, Guillermo Alberto Rafael
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Maureira Avila, Oscar Pablo
2014
Examen De Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Pereira Riesco, José Miguel
2014
Exámen de Grado
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Wiegand Cruz, Francisco

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Ahumada Muñoz, María José

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Arbulo Lagos, Gonzalo Rodrigo

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Hornig Baros, Allan Michael

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Trejo Darraidou, Joaquín Eduardo

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Clede, Sergio Gustavo

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Guiloff Muller, Paul Nicholas

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Rodriguez Figueroa, Gonzalo Andrés

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Vergara Anwandter, Juan Pablo

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Ortúzar Gaete, Oscar Andrés

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Laban Munizaga, Bernardita

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Molina De Arrizabalaga, Diego Humberto

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Fernández Fernández, María Belén

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Tagle Mongard, Ismael José

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Carrasco Solar, Pedro Pablo

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Gutierrez Pizarro, Felipe Alonso

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Zúñiga Soto, Ignacio Antonio

2014

Exámen de Grado

Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería H



Universidad de Concepción
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil

Pablo Cañumir
2014

Efecto de la duración del hidrograma sobre la socavación de puentes.

Profesor Guía: Oscar Link

Anyenette Bachmann
2014

Efecto de la forma del hidrograma sobre la socavación de puentes

Profesor Guía: Oscar Link

Pablo Acuña
2014

Estudio del golpe de ariete en penstock de pequeñas centrales hidroeléctricas mediante simulación numérica avanzada

Profesor Guía: Oscar Link

Camila Salgado
2014

Caracterización de la hidráulica durante el Riñihuazo de 1960

Profesor Guía: Oscar Link

Gonzalo López
2014

Análisis comparativo de revestimientos de grandes canales

Profesor Guía: José Vargas

Carlos Padilla
2014

Determinación del volumen de captura para sistemas de bioretención de aguas lluvias urbanas en Concepción y Santiago

Profesor Guía: José Vargas

Claudio Muñoz
2014

Análisis comparativo de grandes presas en Chile

Profesor Guía: José Vargas

Alonso Pizarro

2014

Influencia antrópica en el comportamiento de los recursos hídricos del río Chillán

Profesor Guía: José Vargas

Marcelo Cid

2014

Relación entre lluvias extremas obtenidas desde pluviogramas en tiempo continuo y series discretizadas en horas reloj

Profesor Guía: Claudio Meier

Jorge Sebastián Moraga

2014

Enfoque de distribuciones derivadas para estimar el comportamiento probabilístico de la precipitación anual con series cortas

Profesor Guía: Claudio Meier



Universidad Técnica Federico Santa María
Departamento de Obras Civiles

Ossandón Álvarez, Alvaro Humberto
2014

Caracterización del Recurso Energético del Oleaje en la Zona Centro-Sur de Chile
Profesor Guía: Patricio Catalán

Tapia Nuñez, Leandro Patricio
2014

Incidencia de los componentes de los sistemas y sus procesos administrativos y constructivos en la “Empresa Modelo” para la tarificación de agua potable y alcantarillado.
Profesor Guía: Raul Galindo

San Juan Gutiérrez, Alvaro Felipe
2014

Análisis crítico comparativo de fórmulas para estimación de socavación en Puentes.
Profesor Guía: Ludwig Stowhas

Valenzuela Cavalla, Pablo Andrés
2014

Disponibilidad del Río Maipo como fuente de abastecimiento de agua potable, para la zona Litoral Sur de la Región de Valparaíso.
Profesor Guía: Raúl Galindo

Alday González, Matias Felipe
2014

Metodología del Diseño de arrecifes artificiales para condicionar la rotura del oleaje.
Profesor Guía: Patricio Catalán

Olivares Thiele, Christian Ignacio
2014

Análisis de los Modelos de Precipitación-Escorrentia para las Regiones XV, II Y III de Chile
Profesor Guía: Pedro Kamann

Osorio López, Luis Francisco Javier

2014

Validación y Análisis de estadísticas climáticas Chilenas para el diseño Empírico-Mecanicista de pavimentos.

Profesor Guía: Rodrigo Delgadillo

Chacón Figueroa, José Miguel

2014

Modelo Hidráulico físico de disipadores de energía de contorno cerrado, para optimización de proyecto de entubamiento azapa, Region de Parinacota.

Profesor Guía: Raúl Galindo

Ortega Roubaud, Orlando Ignacio

2014

Análisis de Variables Hidrológicas usando Wavelets

Profesor Guía: Raúl Flores

Mandel Nordenflycht, Christian Andrés

2014

Modelo de gestión de proyectos de alcantarillado de aguas servidas fuera de los planes de desarrollo de una Empresa Sanitaria.

Profesor Guía: Raúl Galindo

Constanza Pilar Segura Tassara

2014

Uso Embalse Pozo Azul como Embalse de control para la Mitigación Crecidas.

Profesor Guía: Ludwig Stowhas

Viera Villegas, Oscar Eduardo

2014

Análisis técnico - económico entre alternativas de abastecimiento de agua para Esval S.A., mediante la modelacion del comportamiento de la Zona acuífera de la desembocadura del río Aconcagua.

Profesor Guía: Rodrigo Osorio

Riquelme Navarro, Hugo Roberto

2014

Análisis Hidráulico de plantas elevadoras de aguas servidas.

Profesor Guía: Patricio Catalán

Barbet Martínez, Gustago Adolfo

2014

Planteo y aplicación de un método Semi-Estocástico para caracterizar el comportamiento de la revancha Bajo Quilla en Buques Atracados.

Profesor Guía: Patricio Winckler

Villegas Vega, Fernando Enrique

2014

Propagación de Tsunamis transoceánicos afectando la Costa de Chile.

Profesor Guía: Patricio Catalán

Samsing Zamora, Joshwa Riddervold

2014

Optimización Operacional de la Energía Generada por una Central Mareomotriz de Simple Efecto.

Profesor Guía: Patricio Monárdez

Oyarzun Leal, Héctor Javier

2014

Determinación de la Curva número mediante análisis espectral de suelos para Sub-cuencas del Río Aconcagua.

Profesor Guía: Pedro Kamann

Merino Salgado, Matías David

2014

Modelación de Oleaje a escala Regional para la Costa Central de Chile.

Profesor Guía: Patricio Catalán



Pontificia Universidad Católica de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Carrera de Ingeniería Civil

Virano Riquelme, María Victoria Del Carmen
2014

Influencia del método de interpolación de precipitación en las propiedades de las sequías
Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Vega Jorquera, Jéssica Claribel
2014

Probabilidad de ocurrencia de eventos bivariados de sequía en la cuenca del río Aconcagua
Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Pizarro Lisboa, Bárbara
2014

Prefactibilidad de un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias y grises en la comuna de Limache

Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Cuevas Guzmán, Macarena
2014

Evaluación técnica de la captación del canal Cachapoal, en el río Cachapoal

Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Troncoso López, María Jesús
2014

Evaluación técnica de la captación del canal Cachapoal, en el río Cachapoal

Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Díaz Silva, Paola

2014

Evaluación técnica de marcos partidores del Canal Garrido, provincia del Cachapoal, región del Libertador Bernardo O'Higgins

Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Pedraza Flores, Camila

2014

Evaluación técnica de marcos partidores del Canal Garrido, provincia del Cachapoal, región del Libertador Bernardo O'Higgins

Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Marín Licuime, Rolando Esteban

2014

Evaluación técnica canal de riego San Rafael, comuna de Rancagua, VI Región

Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Cuadra Saldaño, Xavier Ignacio

2014

Tránsito de caudales en el río Cachapoal

Ingeniería Civil

Profesor Guía: González Blandón, Jackelline

Rivera López, Gonzalo Andrés

2014

Análisis de ubicación de áreas de interés de recreación en el río Aconcagua

Ingeniería Civil

Profesor Guía: Cuchacovich Rider, Juan Carlos

González Gallardo, Jennifer Milena

2014

Análisis de tendencias hidrológicas, hidráulicas y de arrastre de sedimentos en cuencas de ríos Mataquito, Maule, Itata y Biobío

Ingeniería Civil

Profesor Guía: López Alvarado, Raúl Alejandro

Espejo Vera, Pablo Cesar

2014

Análisis de tendencias hidrológicas, hidráulicas y del arrastre de sedimentos en cauces naturales en las cuencas de los ríos Elqui, Limarí, Choapa, Petorca y La Ligua.

Ingeniería Civil

Profesor Guía: López Alvarado, Raúl Alejandro

Zahr Águila, Leonardo
2014

Caracterización, modelación y comparación de los tsunamis del Maule 2010 y Tohoku 2011
Ingeniería Civil

Profesor Guía: López Alvarado, Raúl Alejandro



Universidad de la Serena
Departamento de Ingeniería de Minas

Jorge Cubillos

2014

Transporte de Contaminantes en Sistemas Fluviales y Evaluación de la Aplicabilidad del Modelo WASP en las Cuencas de los ríos Elqui y Choapa, Región de Coquimbo

Prof. Guía: Ricardo Oyarzún

Juan Pablo Rebolledo

2014

Evaluación de la Formación de Radicales Libres OH durante la Ozonificación de Aguas Naturales Impactadas

Prof. Guía: Jorge Oyarzún

Mauricio Flores

2014

Análisis del Efecto Potencial de la Variabilidad Climática en la Calidad de las Aguas en la Cuenca del Río Elqui, Centro-Norte de Chile

Prof. Guía: Ricardo Oyarzún

