

*REVISTA DE LA  
SOCIEDAD CHILENA DE  
INGENIERÍA HIDRÁULICA*

---

**SOCHID**

*Sede Instituto de Ingenieros de Chile - San Martín 352 - Fono 6984028 - Santiago CHILE*

---

**Revista de la  
Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica**

---

ISS 0716-3746  
Volumen 26, Número 1  
Diciembre 2011

**DIRECTORIO**

Presidente  
José Vargas Baecheler

**DIRECTORES**

Raúl Demangel Castro  
Rodrigo Cienfuegos Carrasco  
Luis Estellé Aguirre  
Ricardo González Valenzuela  
James McPhee Torres

**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**

James McPhee Torres

**COMITÉ REVISOR**

Rodrigo Cienfuegos Carrasco  
Yarko Niño Campos

**DOMICILIO**

San Martín 352 (Sede del Instituto de Ingenieros de Chile)  
Santiago  
698 40 28 / 696 86 47  
www.sochid.cl

Diseño:  
Daniel Huenuñir O.

Impresión:  
EPS Ediciones Promociones y  
Servicios.

**FOTO PORTADA**

Selección de fotografías de antiguos eventos y reuniones de SOCHID.

EDITORIAL.	5
ACERCA DE ESTA EDICION....	7
RECUERDO DE FERNANDO VIDAL. SECRETARIO GENERAL DE LA SOCHID 2003-2008.	9
ESTIMACION DE CRECIDAS EN CUENCAS NO CONTROLADAS	11
REVISION Y ANALISIS DEL CALCULO DE LA SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS DE PUENTES	26
RELACIONES INTENSIDAD – DURACION – FRECUENCIA GENERALIZADAS	43
TITULADOS 2011	59
TITULADOS UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	60
TITULADOS PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERÍA DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y AMBIENTAL	64
TITULADOS UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN FACULTAD DE INGENIERÍA DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	68
TITULADOS UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES	70
TITULADOS PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAÍSO FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	72



## Los 40 años de la SOCHID

Nuestra Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica obtuvo su personalidad jurídica en 1971. Han transcurrido 40 años desde esa fecha, y en este período hemos desarrollado 20 congresos chilenos de la especialidad, 11 jornadas de Hidráulica Francisco Javier Domínguez, boletines y revistas de la sociedad, mesas redondas, charlas de difusión, etc. Nuestro cuadragésimo aniversario nos encuentra con una sociedad profesional que busca nuevos derroteros y que siempre intenta propender un mayor contacto entre los ingenieros hidráulicos y con los problemas de la realidad nacional.

Según cuenta la historia, SOCHID comienza como una idea en 1970, en un café en la ciudad de Oaxtepec, México, entre los ingenieros Horacio Mery y Ramón Fuentes, quienes asistían como invitados al IV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Los mexicanos han hecho costumbre realizar su Congreso Nacional de Hidráulica al mismo tiempo que el Latinoamericano, y en esa oportunidad ambos colegas observaron que existía mayor entusiasmo de los ingenieros por su congreso nacional, ya que se trataban problemáticas reales de su país. Viendo esa oportunidad, de vuelta a Chile comenzaron a idear la formación de una sociedad científica y profesional similar a la mexicana, idea que se le comunicó a Francisco Javier Domínguez quién convocó a una reunión el 12 de Noviembre de 1970 a las 18 horas en el Auditorium de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, y donde concurrieron 63 personas. En esta asamblea de ingenieros civiles especialistas hidráulicos, se decidió formar una sociedad profesional y se nominó el primer Directorio Provisional, cuya misión fue sentar las bases de la nueva

Sociedad y obtener la personalidad jurídica de la misma. El Profesor Domínguez fue nombrado Presidente por aclamación y el Directorio quedó integrado por Isaac Faiguenbaum, Ramón Fuentes, Eugenio Lobo, Eduardo Varas, Juan Tolosa y Horacio Mery, siendo su primer Secretario General Fernando Dávila. Ya en 1971, SOCHID, obtuvo su personalidad jurídica estableciendo estatutos que muestran claramente los objetivos de la sociedad y también los aspectos fundamentales de operación y funcionamiento.

De acuerdo a los estatutos, los objetivos de SOCHID son los siguientes:

1. Propender a un mayor contacto entre los ingenieros o profesionales que trabajen en las distintas áreas de la Hidráulica en el país.
2. Difundir los estudios y proyectos que se realizan en este campo.
3. Promover el perfeccionamiento profesional de los asociados mediante reuniones de trabajo, charlas, coloquios, congresos u otros medios que se consideren útiles para este fin, como el de publicaciones de trabajos o de una revista técnica.
4. Mantener relaciones con Instituciones de tipo académico o docente, especialmente con el Instituto de Ingenieros de Chile y con las Universidades Nacionales.
5. Establecer intercambio con Ingenieros o entidades extranjeras de análogos intereses científicos y técnicos.
6. Abordar problemas de interés general e incluso nacional, desde el punto de vista fundamentalmente científico y técnico.
7. En ningún caso podrá la Sociedad proponerse fines sindicales ni de lucro, y deberá mantenerse ajena a toda discriminación política o religiosa.

Los estatutos también indican la forma de generación y renovación del Directorio que está compuesto por seis Directores que se renuevan de a dos cada tres años. El avance y estabilidad que ha tenido esta sociedad se debe, entre otras muchas cosas, a la integración equilibrada del Directorio, donde participan académicos y profesionales del sector público y privado.

En estos 40 años se han desarrollado 20 Congresos Chilenos de la disciplina que significan más de seiscientos trabajos de las más variadas líneas de la Ingeniería Hidráulica y en general de los recursos hídricos, que los socios pueden consultar a través de nuestra página Web ([www.sochid.cl](http://www.sochid.cl)). Se han realizado 11 jornadas de Ingeniería Hidráulica Francisco Javier Domínguez, donde se han tratado los más variados temas desde la más amplia perspectiva, que van desde la modelación física y matemática en Ingeniería Hidráulica hasta el Cambio Climático Global y la Gestión de Recursos Hídricos pasando por la Ingeniería de Ríos.

Sin una periodicidad definida, también se han efectuado numerosas mesas redondas y charlas técnicas, sobre temas contingentes. Por ejemplo, en tiempos recientes, como SOCHID, hemos expresado nuestra opinión a la autoridad de la llamada “Ley de Embalses” el 2007. En ese aspecto, también se ha colaborado el 2011 con la DGA emitiendo opiniones sobre el futuro Reglamento de Obras Hidráulicas a que se refiere el artículo 294 y 295 del Código de Aguas.

Por otro lado, cada dos años, junto con la realización del Congreso Chileno, hemos premiado al mejor egresado de la especialidad elegido entre las cinco universidades con más prestigio en el área.

Entre nuestras próximas tareas está la organización del XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, que se realizará en Agosto 2014 después de 20 años de la realización del último Congreso Latinoamericano en Chile.

Ante una sociedad globalizada y de rápida evolución tecnológica, debemos adaptarnos y modificar nuestro accionar. Por ello hemos creado diferentes comisiones de trabajo, cuyo objetivo es convocar a nuestros socios con el fin de reflexionar, sintetizar y comunicar los desafíos, mejores prácticas y estado del arte en diversas áreas de nuestra disciplina. Entre las temáticas abordadas por las comisiones de trabajo se encuentran: Gestión de Cuencas, Agua y Ciudad, Ríos y Costas, Educación y capacitación y Agua y Energía.

A nivel mundial los ámbitos de acción de la ingeniería hidráulica se han expandido, incluyendo hoy los aspectos biológicos, sociales y culturales asociados al agua y los recursos hídricos; también el aumento explosivo de la capacidad de cálculo asociada a las nuevas herramientas computacionales plantea nuevos desafíos tecnológicos y científicos. Ello en conjunto con los grandes retos que presentan la generación hidroeléctrica en el sur, la actividad minera en el norte, los problemas ambientales asociados al agua, los efectos del cambio climático, etc. indican que la ingeniería hidráulica requiere más que nunca de profesionales capacitados y comprometidos con el bienestar de la población, con la preservación de la naturaleza y en general con el desarrollo sostenible de nuestro país. Desde SOCHID, nos comprometemos, como siempre, a contribuir a alcanzar esta meta.

JOSE VARGAS BAECHELER  
PRESIDENTE  
SOCHID

### **Acerca de esta Edición...**

Este número de la Revista SOCHID es especial, así que hemos querido conmemorar la celebración de los 40 años de nuestra sociedad volviendo a publicar trabajos que han marcado el quehacer de la hidráulica nacional en este período. Luego de un proceso de selección y reflexión, tomando en cuenta las opiniones de muchos destacados ingenieros, así como resultados de índices de búsqueda de bases de datos bibliográficas, presentamos a ustedes los trabajos de: Verni y King sobre caudales de crecidas en cuencas no controladas (III Coloquio Nacional, 1977); Ayala, de Jourdan y Durán sobre socavaciones al pie de estribos de puentes (IV Coloquio Nacional, 1979); y Varas y Sánchez sobre relaciones intensidad-duración-frecuencia generalizadas (VI Congreso Nacional, 1983).

Este año de celebración también nos trajo pérdidas, y así hemos querido honrar en esta edición la memoria de nuestro amigo y colega, Fernando Vidal Jara.

James McPhee T.  
Editor





## RECUERDO DE FERNANDO VIDAL. SECRETARIO GENERAL DE LA SOCHID 2003-2008.

Fernando había estudiado meteorología y ejercido su profesión en la Antártida y Antofagasta cuando encontró su camino como especialista en recursos hídricos, al incorporarse en 1973 al Proyecto de Investigación de Recursos Hídricos del Norte Grande, que iniciaban ese año el Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo, DGA, CORFO y Codelco.

Al término de dicho proyecto, a fines de los años setenta, se incorporó a la DGA, donde tuvo la posibilidad de especializarse en hidrología en España, y se desempeñó, con interrupciones, hasta el año 2008, cuando se retiró como Director Regional de la RM, después haber asumido numerosas responsabilidades en el Departamento de Hidrología de esa institución y haber contribuido al éxito de importantes programas. Fernando, además, trabajó como especialista en recursos hídricos en distintas empresas consultoras en importantes proyectos, en períodos en que se alejó de la DGA.

El interés de Fernando por el perfeccionamiento profesional y su vocación de servicio, lo llevaron a mantener una activa participación en las entidades preocupadas de impulsar el conocimiento en las ciencias del agua. Así, desde los años ochenta presentó numerosos trabajos y artículos en Congresos y en la Revista de la SOCHID y colaboró en Chile y el extranjero con iniciativas como el Programa Hidrológico Internacional y el Programa de Recursos Hídricos de la Organización Meteorológica Mundial, formando parte de grupos de trabajo, preparando informes y organizando eventos. Consistentemente con esta vocación de servicio, el año 2003 aceptó el cargo de Secretario General de la SOCHID,



cargo que desempeñó 6 años.

Aunque estos antecedentes pudieran resumir a grandes rasgos su trayectoria profesional, no reflejan su enorme valor humano y su aporte al conocimiento de los recursos hídricos del país.

Los que tuvimos la suerte de estar cerca de él lo recordamos con su callada disciplina, su concentración en el trabajo, su organización perseverante, manteniendo todo bajo control y coordinando proyectos tales como el Balance Hídrico de Chile, el estudio de la Red Nacional de Medición Hidrológica, el estudio de las precipitaciones máximas de Chile, el estudio estadístico de los caudales de Chile, investigaciones de hidrología de nieves, el Manual de Cálculo de Crecidas y muchos otros. En estas labores Fernando manifestaba una excepcional capacidad para formar equipos de trabajo, los que lideraba en un ambiente de disciplina y organización, con su ejemplo, su persuasión, y sobre todo, con su gran sensibilidad y preocupación por los demás. Así, sabía sacar lo mejor de quienes lo rodeaban, y establecía lazos de sincera

amistad con todos.

También recordamos su labor abnegada y sin aspavientos, dedicando tiempo y esfuerzos ya sea para organizar seminarios, para preparar publicaciones, o para cumplir con esmero sus responsabilidades como Secretario General de la SOCHID.

Como persona era sencillo y humilde, pero tenía clara conciencia de su dignidad y defendía con fuerza lo que creía justo; era profundamente independiente y simultáneamente profundamente leal; era

exigente, en primer lugar consigo mismo, pero sin dejar de ser comprensivo y bondadoso.

En su trato, Fernando transmitía un gran equilibrio y serenidad, lo complejo lo hacía simple. Su actitud era el reflejo de un hombre que tenía claros sus valores y su camino.

Fernando era una persona íntegra, un hombre bueno y es un recuerdo entrañable para todos los que lo conocimos y un privilegio para la SOCHID haberlo tenido como uno de sus miembros.

Humberto Peña T.

TERCER COLOQIO NACIONAL  
SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

ESTIMACION DE CRECIDAS EN CUENCAS NO CONTROLADAS

\* FRANCISCO VERNI M.

\* HARRY KING F.

RESUMEN

En el presente trabajo se expone un método para estimar Crecidas en cuencas no controladas fluviométricamente.

Está basado en el análisis dimensional y la estimación de crecidas se puede efectuar para cualquier período de retorno, a partir de datos de superficie y precipitación de la cuenca. Además se hace una comparación y se presentan las ventajas respecto al método de envolvente de crecidas.

1.- INTRODUCCION

Este trabajo se originó de un estudio que se debió realizar en la ENDESA con el objeto de determinar las crecidas correspondientes a los esteros y ríos que evacuarán las aguas de las centrales Colbún y Machicura hasta la entrega al río Maule.

Como en estos lugares no se contaba con información fluviométrica suficiente, su determinación se efectuó mediante dos métodos indirectos: el de envolventes de crecidas y un procedimiento basado en el análisis dimensional de los parámetros que más inciden en el valor del caudal peak.

Los datos básicos que se requieren para estimar las crecidas son fundamentalmente precipitaciones y superficies de las cuencas pluviales afluentes a las secciones en estudio, información que normalmente es posible obtener en estos lugares.

2.- DATOS DISPONIBLES

Para efectuar el presente estudio se necesita disponer de información en puntos controlados fluviométricamente. Estos antecedentes se han obtenido de diversos estudios efectuados anteriormente y que abarcan la zona comprendida entre los ríos Quilimarí e Imperial.

En el cuadro N° 1 se indican dichos lugares, la superficie de la cuenca pluvial afluente y la precipitación máxima en 24 horas sobre la cuenca para periodos de retorno de 30, 200 y 1000 años.

En el cuadro N°2 se incluyen los caudales peak correspondiente a las mismas secciones e iguales periodos de retorno. Las precipitaciones máximas en 24 horas y los caudales peak fueron obtenidos en cada uno de los lugares señalados por el método de Gumbel.

De los gráficos correspondientes se seleccionaron valores para periodos de

retorno 30-200 y 1.000 años porque se consideran suficientes para representar el rango de variación para el cual se requiere generalmente tener información de crecidas.

Se ha considerado como base la precipitación máxima en 24 horas debido a que, en general, es bastante representativa de los caudales peak originados y además porque en la práctica no es difícil de obtener como ocurre con la precipitación máxima para un tiempo menor, cuyos registros son muy escasos en nuestro país.

### 3.- METODO DE ENVOLVENTES DE CRECIDAS

Este método consiste en determinar el caudal de crecida en función de la superficie de la cuenca, en base a una relación de la forma

$$Q = K * S^n$$

en que K y n son parámetros a determinar.

Para obtener la curva de “Evolvente de Crecidas” se lleva a un gráfico los caudales peak por unidad de superficie de la cuenca respectiva y se dibuja una curva, que envuelva los caudales mayores.

En el cuadro N°3 se encuentran los valores correspondientes a la producción específica para cada período de retorno considerado en el estudio. Estos valores se han graficado en el papel log-log, colocando la producción específica q/s en el eje de las ordenadas y la superficie S en el eje de las abscisas.

En las Figuras N°s 1, 2 y 3 se incluyen los valores correspondientes para períodos de retorno 30-200 y 1.000 años respectivamente. En cada punto se indica entre paréntesis el valor de la precipitación máxima en 24 horas para ese período de retorno. Se puede apreciar que los puntos se encuentran muy dispersos y ubicándose en la parte alta aquellos con precipitación mayor,

debido a lo cual, de la curva envolvente de crecidas se obtienen valores exagerados de la producción específica y por lo tanto del caudal estimado, para las cuencas con precipitación más baja.

### 4.- ANALISIS DIMENSIONAL DE LAS CRECIDAS

En este segundo método, para estimar los caudales de crecidas se utiliza el Análisis Dimensional, usando el teorema de Buckingham (o Teorema  $\pi$ ) se determina una relación entre las variables que intervienen en el fenómeno.

Se supone que las variables que fundamentalmente determinan el valor del caudal peak producido en una cierta cuenca pluvial son: la precipitación generadora de la crecida (P), el tiempo de duración de la precipitación (t), la superficie de la cuenca pluvial afluente (S) y una longitud característica del curso del escurrimiento (L). Otra variable que intervienen en el valor de la crecida pero no se consideró con el fin de simplificar el estudio, es la pendiente media de la cuenca.

Aplicando el Teorema  $\pi$  se obtuvo la relación.

$$\frac{Q \cdot t}{S^{3/2}} = f \left( \frac{P}{S^{1/2}}, \frac{L}{S^{1/2}} \right)$$

En el cuadro N°4 se han tabulado los valores obtenidos para los tres términos de la expresión anterior para los períodos de retorno 30-200 y 1.000 años. Se consideraron las siguientes unidades:

Q	:	(m <sup>3</sup> /s)	P	:	(mm)
t	:	(días)	L	:	(km)
S	:	(km <sup>2</sup> )			

La longitud característica (L) que se ha utilizado es la longitud del cauce principal. Como el valor de P corresponde a la precipitación máxima en 24 horas, t vale 1 día, o sea, el primer término se reduce a

$$Q / S^{3/2}.$$

En el cuadro N° 4 se puede apreciar que los valores del término  $L / S^{1/2}$  varían entre 1,4 y 3,2 o sea, su dispersión es pequeña en relación a los otros términos, razón por la

cual para los efectos de este análisis se ha considerado despreciable la influencia de este término.

En papel log-log se han graficado para cada estación, los términos  $Q / S^{1/2}$  y  $P / S^{1/2}$ , para períodos de retorno 30 – 200 y 1.000 años (figuras n° s 4, 5 y 6 respectivamente), observándose que en cada caso los puntos se alinean muy en torno a una recta. Aplicando mínimos cuadrados se han obtenido las siguientes ecuaciones de regresión para estas rectas:

a) TR = 30 años (Figura N°4)

$$\frac{Q}{S^{3/2}} = 0,00622 \cdot \left( \frac{P}{S^{1/2}} \right)^{1,228} \quad r = 0,989$$

y despejando Q,

$$Q = 0,00622 \cdot P^{1,228} \cdot S^{0,886} \quad (1)$$

b) TR = 200 años (Figura N° 5)

$$\frac{Q}{S^{3/2}} = 0,00611 \cdot \left( \frac{P}{S^{1/2}} \right)^{1,243} \quad r = 0,991$$

y despejando Q,

$$Q = 0,00611 \cdot P^{1,243} \cdot S^{0,879} \quad (2)$$

c) TR = 1.000 años (Figura N°6)

$$\frac{Q}{S^{3/2}} = 0,00617 \cdot \left( \frac{P}{S^{1/2}} \right)^{1,239} \quad r = 0,990$$

y despejando Q,

$$Q = 0,00617 \cdot P^{1,239} \cdot S^{0,880} \quad (3)$$

## RELACION PROPUESTA

De los resultados obtenidos en el punto anterior se desprende que para los tres períodos de retorno considerados se obtienen prácticamente las mismas ecuaciones de

regresión, debido a lo cual se aplicó mínimos cuadrados a todos los puntos en conjunto (Figura n° 7), obteniéndose la siguiente ecuación:

$$\frac{Q}{S^{3/2}} = 0,00618 \cdot \left( \frac{P}{S^{1/2}} \right)^{1,236} \quad r = 0,990$$

Adaptándose finalmente como expresión para calcular caudales peak la siguiente:

$$Q = 0,00615 \rho^{1,24} * S^{0,88} \quad (4)$$

En que:

$\rho$  : (mm)  
S : (km<sup>2</sup>)  
Q : (m<sup>3</sup>/s)

Ecuación que es única para cualquier periodo de retorno.

En el cuadro N°5 se comparan los caudales obtenidos de la formula (4) para un periodo de retorno de 1.000 años respecto a los caudales observados, obteniéndose un error promedio de 18% para las doce estaciones consignadas, o sea, el coeficiente de la

formula (4) tendría un rango de fluctuación aproximado entre 0,0050 y 0,0075.

No se incluye la comparación para los otros periodos de retorno ya que resultan porcentajes similares.

## CONCLUSIONES

El método de las envolventes de crecidas tiende a exagerar los valores de la producción específica, ya que la curva corresponde a los puntos de la precipitación más alta. Además, hay mucha dispersión de los puntos, correspondiendo valores más altos a los puntos de precipitación mayor.

El método propuesto posee la ventaja de que incorpora la precipitación como variable en la determinación de la crecida. Además, los puntos pueden ser representados muy bien por una recta en el plano logarítmico, la que prácticamente es independiente del periodo de retorno, es decir, se llega a una ecuación única para determinar cualquier crecida..

A pesar de haberse efectuado algunas simplificaciones el error promedio que se obtiene al aplicar la formula (4) es del 18% lo que podría considerarse aceptable para este tipo de estimaciones. Las estaciones

utilizadas como básicas poseen un rango muy amplio en cuanto a la superficie de las cuencas, siendo menos preciso el método para cuencas de superficie muy grandes.

En Rapel en Corneche por ejemplo, el error es de un 45% lo que puede deberse a que el caudal máximo en esta sección ocurre para una precipitación de 72 horas de duración y no de 24 horas como se considero en este estudio.

Los factores mas relevantes en la generación de crecidas pluviales son la superficie de la cuenca afluente y la precipitación que la origina, no siendo importante la longitud característica del curso del escurrimiento (L).

En la medida que se disponga de mas información de crecidas, es posible mejorar la relación obtenida. Además es conveniente seguir las investigaciones incorporando otras variables, como por ejemplo la duración de la precipitación originadora de la crecida máxima.

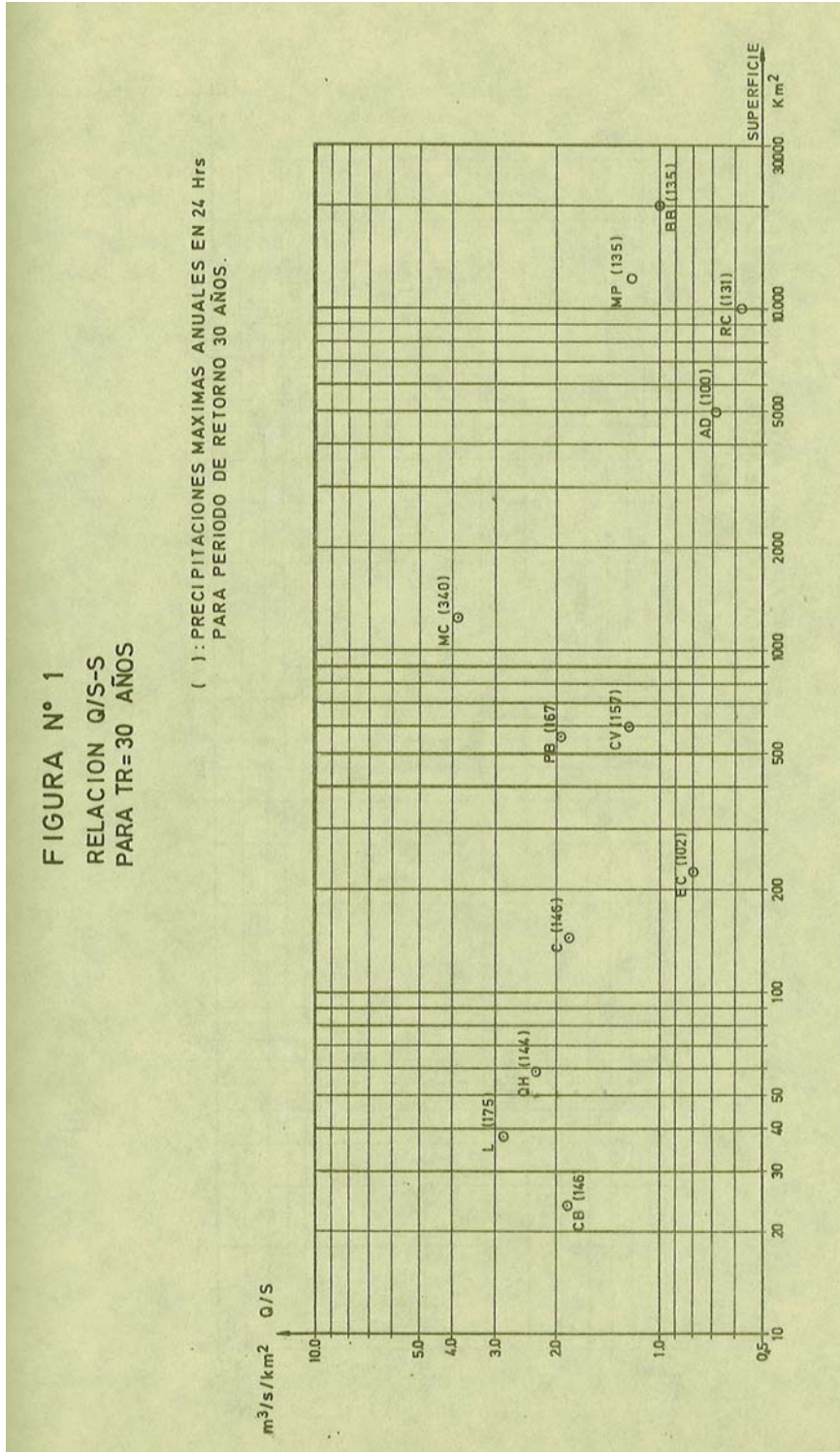
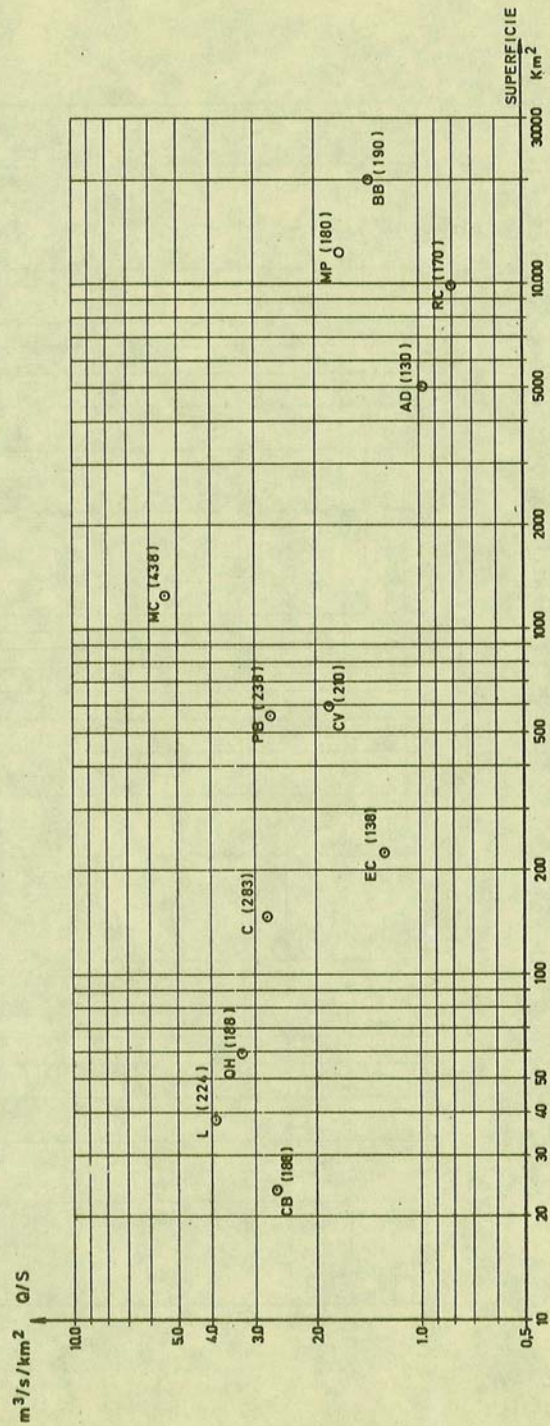


FIGURA N° 2  
RELACION Q/S-S  
PARA TR=200 AÑOS

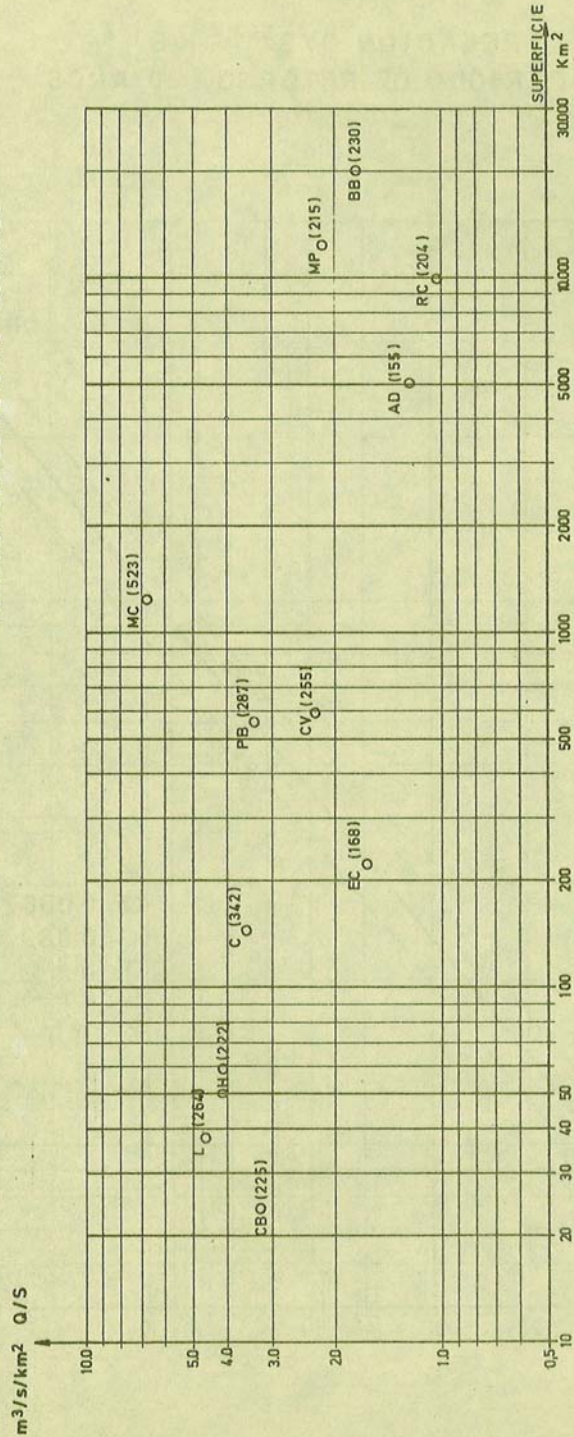
( ) : PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES EN 24 Hrs  
PARA PERIODO DE RETORNO 200 AÑOS

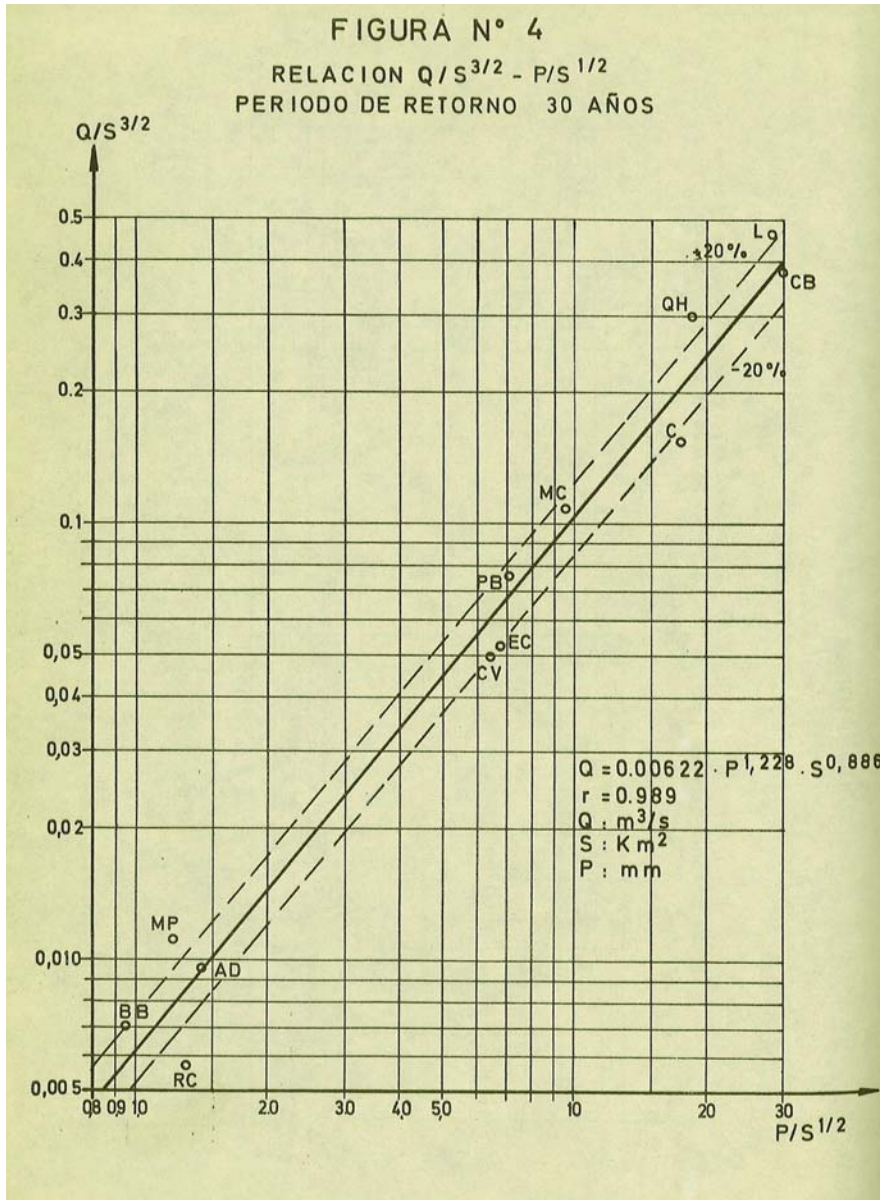


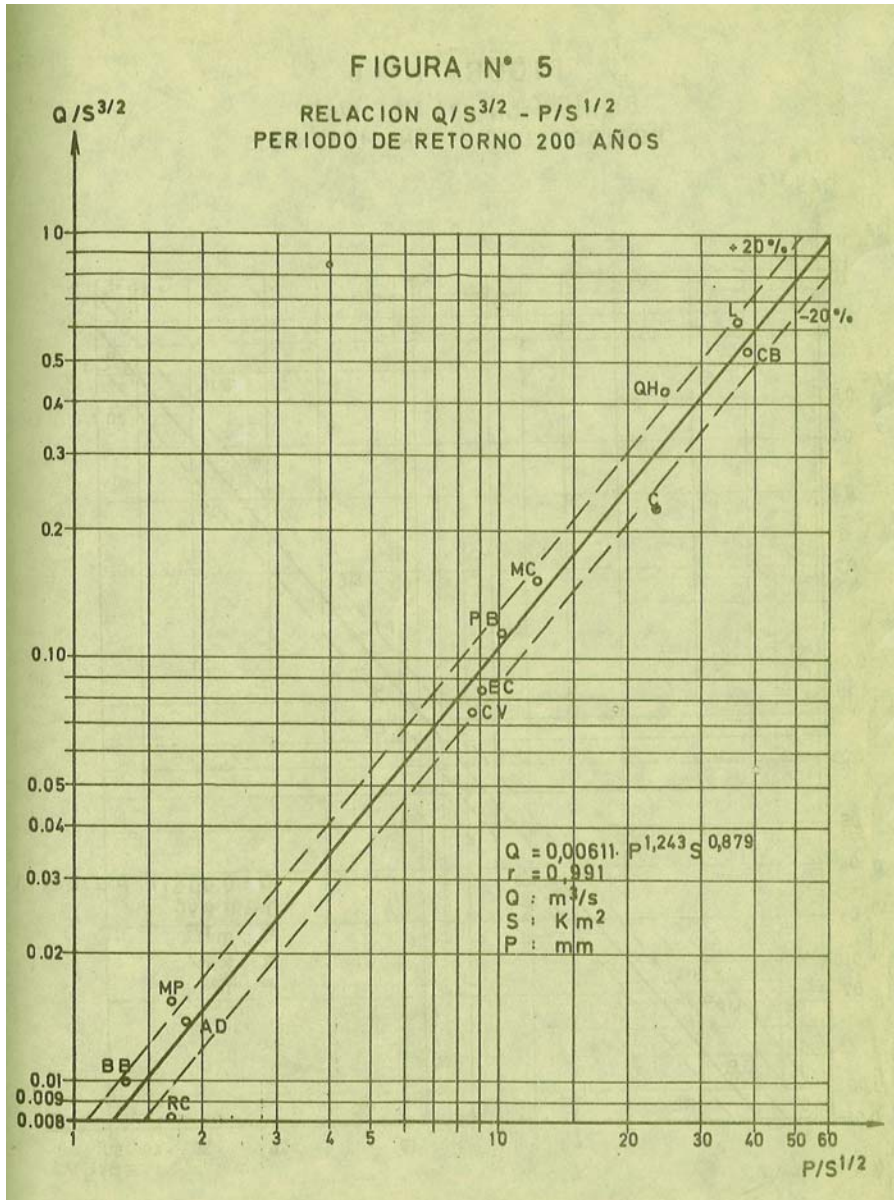


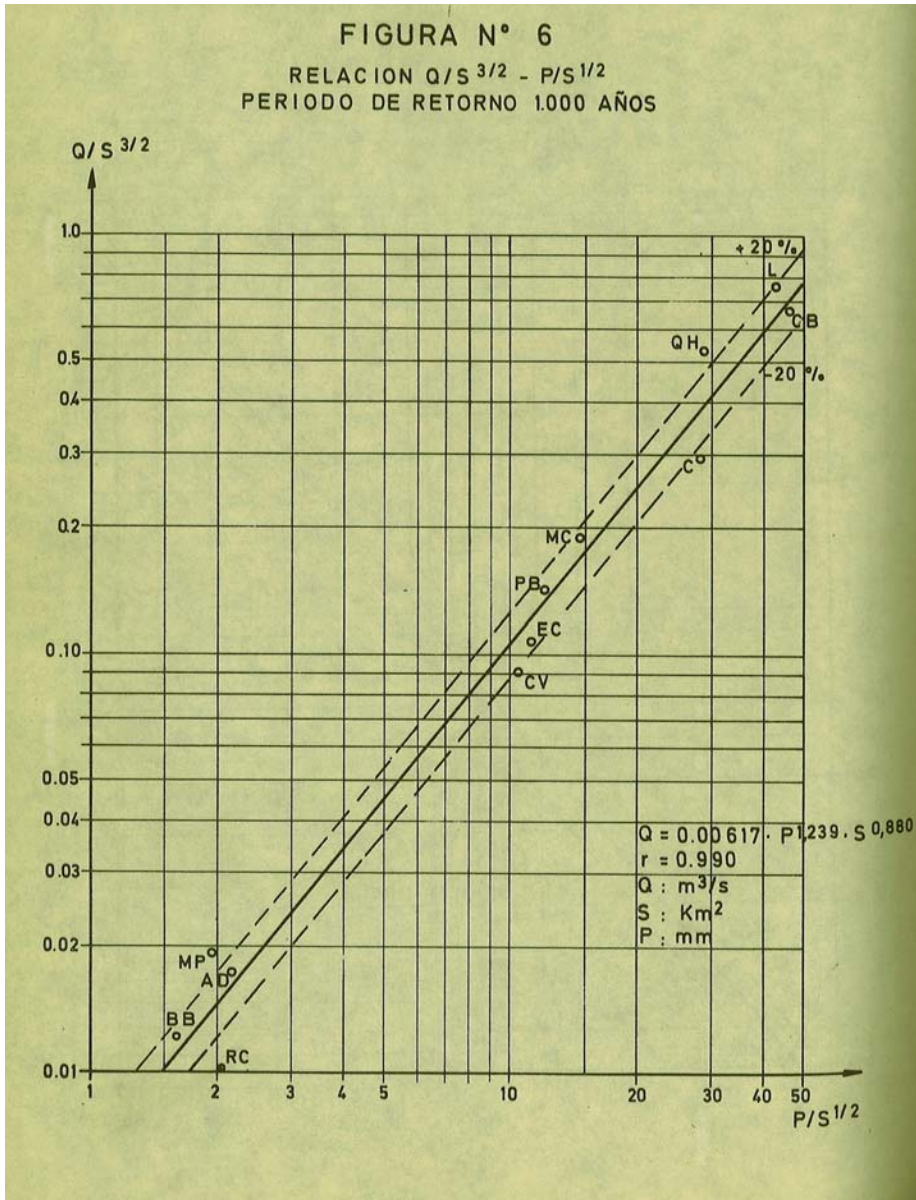
**FIGURA N° 3**  
RELACION Q/S-S  
PARA TR=1.000 AÑOS

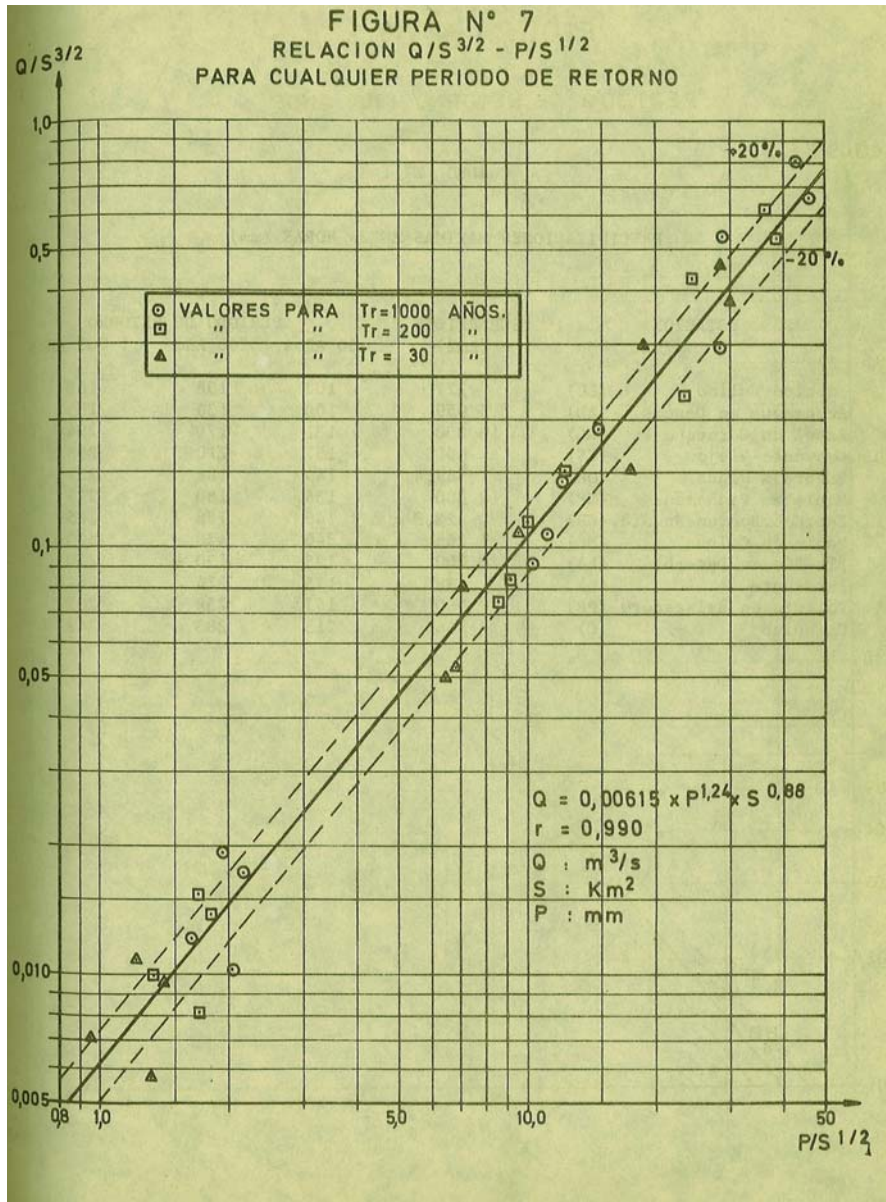
( ) : PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES EN 24 Hrs  
PARA PERIODO DE RETORNO 1000 AÑOS











CUADRO N° 1

PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS (mm)

ESTACION	SUPERFICIE (km <sup>2</sup> )	PERIODO DE RETORNO		
		30 Años	200 Años	1 000 Años
Embalse Culimo (EC)	227	102	138	168
Aconcagua en Desemb. (AD)	5 059	100	130	155
Rapel en Corneche (RC)	10 000	131	170	204
Convento Viejo (CV)	600	157	210	255
Quebrada Honda (QH)	59,4	144	188	222
Maule en Pichamán (MP)	12 300	135	180	215
Est. Cab. Bco. en Sn. Nic. (CB)	23,8	146	188	225
Maule en Colbún (MC)	1 265	340	438	523
Bío-Bío en Desemb. (BB)	20 000	135	190	230
Laraquete (L)	38	175	224	264
Polcura en Balseadero (PB)	560	167	238	287
Caihuico (C)	146	213	283	342

CUADRO N° 2

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m<sup>3</sup>/s)

ESTACION	PERIODO DE RETORNO		
	30 Años	200 Años	1 000 Años
Embalse Culimo	180	286	371
Aconcagua en Desemb.	3 450	4 950	6 240
Rapel en Corneche	5 750	8 230	10 300
Convento Viejo	740	1 100	1 350
Quebrada Honda	137	195	245
Maule en Pichamán	14 800	21 000	26 500
Est. Cab. Bco. en Sn. Nic.	44	62	77
Maule en Colbún	4 900	6 840	8 500
Bío-Bío en Desemb.	20 000	27 900	34 500
Laraquete	108	146	177
Polcura en Balseadero	1 090	1 520	1 900
Caihuico	270	403	518

CUADRO N° 3

PRODUCCIONES ESPECIFICAS (m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)

ESTACION	PERIODO DE RETORNO		
	30 Años	200 Años	1 000 Años
Embalse Culimo	0,79	1,26	1,63
Aconcagua en Desemb.	0,68	0,98	1,23
Rapel en Corneche	0,58	0,82	1,03
Convento Viejo	1,23	1,83	2,25
Quebrada Honda	2,31	3,28	4,12
Maule en Pichamán	1,20	1,71	2,15
Est.Cab.Bco.en Sn.Nic.	1,85	2,61	3,24
Maule en Colbún	3,87	5,41	6,72
Bío-Bío en Desemb.	1,00	1,40	1,73
Laraquete	2,84	3,84	4,66
Polcura en Balseadero	1,95	2,71	3,39
Caihuico	1,85	2,76	3,55

CUADRO N° 4

VARIABLES DEL METODO ADIMENSIONAL

ESTACION	PERIODO DE RETORNO						
	$\frac{L}{s^{1/2}}$	30 Años		200 Años		1 000 Años	
		$\frac{Q \cdot t}{s^{3/2}}$	$\frac{P}{s^{1/2}}$	$\frac{Q \cdot t}{s^{3/2}}$	$\frac{P}{s^{1/2}}$	$\frac{Q \cdot t}{s^{1/2}}$	$\frac{P}{s^{1/2}}$
Embalse Culimo	1,4	0,0526	6,8	0,084	9,2	0,108	11,2
Aconcagua en Desemb.	2,3	0,0096	1,41	0,0138	1,83	0,0173	2,18
Rapel en Corneche	1,6	0,0058	1,31	0,0082	1,7	0,0102	2,04
Convento Viejo	1,6	0,050	6,4	0,075	8,6	0,092	10,4
Quebrada Honda	2,2	0,299	18,7	0,426	24,4	0,535	28,8
Maule en Pichamán	1,8	0,0108	1,22	0,0154	1,7	0,0194	1,94
Est.Cab.Bco.en Sn.Nic.	2,2	0,379	29,9	0,534	38,5	0,663	46,1
Maule en Colbún	2,5	0,109	9,6	0,152	12,3	0,189	14,7
Bío-Bío en Desemb.	1,9	0,0071	0,95	0,0099	1,34	0,0122	1,63
Laraquete	2,6	0,461	28,4	0,623	36,3	0,756	42,8
Polcura en Balseadero	2,8	0,082	7,1	0,115	10,1	0,143	12,1
Caihuico	3,2	0,153	17,6	0,228	23,4	0,294	28,3

CUADRO N° 5

COMPARACION ENTRE CAUDALES OBSERVADOS Y OBTENIDOS

DE LA FORMULA (4)

Período de Retorno 1 000 Años

ESTACION	QOBS (m3/s)	QEST (m3/s)	QEST-QOBS (m3/s)	$\frac{QEST-QOBS}{QOBS} \times 100$ (%)	EST
Embalse Culimo	371	418	47	13	
Aconcagua en Desemb.	6 240	5 810	- 430	7	
Rapel en Corneche	10 300	14 900	4 600	45	
Convento Viejo	1 350	1 650	300	22	
Quebrada Honda	245	182	- 63	26	
Maule en Pichamán	26 500	19 060	- 7 440	28	
Est. Cab. Bco. en Sn. Nic.	77	83	6	8	
Maule en Colbún	8 500	7 750	- 750	9	
Bío-Bío en Desemb.	34 500	31 800	- 2 700	8	
Laraquete	177	150	- 27	15	
Polcura en Balseadero	1 900	1 800	- 100	5	
Caihuico	518	685	167	32	

Error Promedio : 18%



SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA  
IV COLOQUIO NACIONAL

REVISION Y ANALISIS DEL CALCULO DE LA SOCAVACION  
AL PIE DE ESTRIBOS DE PUENTES

Luis Ayala Riquelme (1)  
Patricio de Jourdan Rosatí (2)  
Juan Pablo Duran Miranda (3)

RESUMEN

En este trabajo se presentan, describen y analizan algunos métodos para el cálculo de la socavación al pie de estribos fundados en lechos aluviales finos con presencia de transporte sólido generalizado.

Se incluye una descripción de los aspectos más relevantes del fenómeno y una revisión bibliográfica breve que permite reunir los principales estudios relacionados con el tema.

A continuación se presentan algunos métodos propuestos por diversos autores (Laursen , Liu, Artamonov y Veiga da Cunha) y un método recientemente desarrollado en el Centro de Recursos Hidráulicos (U. de Chile). La descripción de los métodos, cuya finalidad básica es dar a conocer la aplicabilidad, limitaciones y modo de tipo comparativo, permite en definitiva formular recomendaciones para su selección y uso racional en problemas prácticos de diseño. Se incluyen diversas posibilidades como por ejemplo, estribos inclinados con respecto a la dirección de la corriente, estribos con taludes y dominio de diversos modos de transporte sólido (fondo, suspensión, etc.).

1.- INTRODUCCION

Uno de los aspectos mas importantes del diseño hidráulico de puentes dice relación con el cálculo de la profundidad de socavación de las pilas y estribos cuando las fundaciones de estas estructuras no se apoyan sobre la roca.

Por la complejidad que reviste el fenómeno y el gran número de variables involucradas, los estudios relacionados con la socavación en estribos han sido básicamente de carácter experimental. Sin embargo, dadas las limitaciones que presente este tipo de investigación, los resultados de los estudios individuales son difíciles de generalizar.

Ahora bien, la mayoría de los estudios realizados han dado origen a métodos de cálculo, que en teoría estarían disponibles para su uso en problemas de diseño. Sin embargo, por lo explicado anteriormente y dada la diversidad de condiciones que se presentan en la práctica, se hace deseable conocer claramente los alcances y limitaciones de los métodos y evitar así comparaciones de los mismos solamente en base a resultados numéricos.

El presente trabajo tiene por objeto reunir los principales estudios de socavación en estribos y hacer una breve descripción de

algunos de los métodos de cálculo disponibles en la actualidad. Lo anterior se complementa con un análisis de tipo comparativo, que en definitiva permite formular recomendaciones para el uso racional de los métodos, para distintas situaciones prácticas.

## 2.-CARACTERISTICAS DEL FENOMENO

Se define socavación o más propiamente profundidad de socavación, el descenso local del lecho medido generalmente a partir del nivel medio del lecho no perturbado.

La socavación al pie de estribos se debe a la superposición de dos componentes: La socavación localizada debido a vórtices generados por la presencia de la estructura y la socavación generalizada de la sección transversal debido a la contracción del flujo.

Los vórtices que se generan en las vecindades del estribo se deben primordialmente a la separación de la capa límite tanto de la pared como de fondo. La separación de la capa límite de fondo ocurre con la presencia de

una superficie de separación que se enrolla como una ola rompiente ( ver fig. 2.1 ), la cual tiene en su fase inicial gran poder erosivo.

La socavación generalizada de la sección de emplazamiento de los estribos se debe al aumento local de la capacidad de transporte sólido del escurrimiento causada por la aceleración de los filetes por efecto del estrechamiento local.

Dependiendo de la importancia relativa de una u otra componente es posible distinguir dos situaciones: socavación interferida y socavación no interferida. En la primera domina fundamentalmente la componente de socavación generalizada y en ella se observa que los bulbos de socavación de dos estribos opuestos se traslapan.

La socavación no interferida ocurre cuando los bulbos de socavación son de pequeña extensión en relación al ancho útil del escurrimiento; aquí la socavación máxima al pie del estribo depende básicamente de la componente localizada.

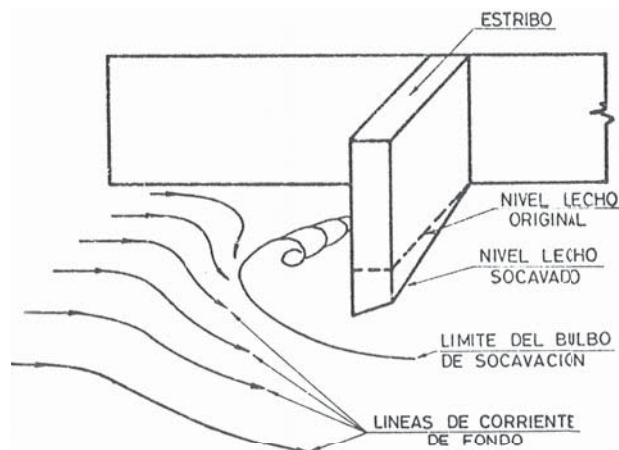


FIG. 2.1 ESQUEMA DEL SISTEMA DE VORTICES

De lo expuesto anteriormente se desprende que el cálculo de la socavación en estribos es de fundamental importancia cuantificar la extensión transversal del bulbo de

socavación, ya que a través de esta variable es posible distinguir los dos tipos de socavación.

### 3.-RECUENTO DE ESTUDIOS DE SOCAVACION EN ESTRIBOS

Los primeros estudios realizados corresponden a la Teoría del Régimen, basada en datos directamente de ríos y canales considerados en equilibrio o en régimen. El postulado básico de la Teoría del Régimen es que las dimensiones medias y pendientes en un cauce estable están determinadas por el caudal, la cantidad y características del sedimento transportados

y en cierto modo por el material de las riberas. En general los seguidores de esta teoría parten del supuesto que la socavación local en estribos es proporcional a la profundidad media o régimen del escurrimiento.

Para el cálculo de la socavación local existen diversas relaciones todas las cuales pueden ponerse bajo la forma (Veiga da Dunha, 1971; Neill, 1965):

$$s = K q^{2/3} D^{-1/6} \quad (3.1)$$

Siendo  $s$  la socavación (m),  $q$  el caudal por unidad de ancho ( $m^2/s$ ) y  $D$  el diámetro medio del sedimento (mm).  $K$  es un factor adicional que se incluye en la Tabla 3.1.

TABLA 3.1. Valores del Coeficiente K

Autor	Año	Relación Propuesta	Observaciones
Lacey	1929	$K= 1.15$	-
Koshla et al.	1936	$K=1.15 Kk$	$Kk= 1$ a $3.5$
Inglis	1949	$K=1.15(Kj-1)$	$Kj= 2$ a $4$
Blench	1966	$K=1.21(Kb-1)$	$Kb= 2$ a $2.75$

(\*) Rango que depende de la geometría del estribo.

El primer estudio experimental de socavación en estribos que se conoce lo constituye el estudio de Ahmad (1953), donde se propone una relación similar a la ec. 3.25 (3.1), pero que no incluye el término  $D^{-1/6}$ . Además, en esta relación el caudal por unidad de ancho se calcula en el estrechamiento.

En estudios experimentales posteriores, efectuados por Izzard y Bradley (1958) y Gard et al. (1961), se proponen relaciones parecidas a la de Ahmad pero con términos que incluyen la influencia del diámetro del sedimento.

Un estudio experimental que dio lugar a uno de los métodos de cálculo formalmente más completos fue el de Laursen (1958). Las experiencias de Laursen se realizaron en un canal rectangular de 3 m de ancho con estribos rectangulares de 15 cm de ancho. Se obtuvieron datos de socavación local al pie de estribos en lechos de arena para un rango de profundidades de 7.5 a 15 cms y ángulos de ataque comprendidos entre 45° y 135°. Laursen propuso una relación para el calculo de la socavación en estribos de paramento vertical en presencia de transporte generalizado de fondo del tipo:

$$\frac{s}{h} = f_L \left( \frac{b}{h} \right)$$

Posteriormente en 1961, Liu et al. Llevaron a cabo un estudio experimental que incluyó tanto estribos de paramento vertical como estribos con taludes. La relación propuesta, válida también para transporte solido generalizado, incluye además del parámetro  $b/h$ , el numero de Froude del escurrimiento. Otro aspecto estudiando por estos autores, que ha sido también el tema central de los estudios de Chang y Yevdjovich (1962), Laursen (1963) y Awazu (1967) es el relacionado con la socavación en estribos en condiciones sin transporte solido generalizado. De estos estudios se concluye que para una profundidad dada, la máxima socavación al pie de estribo se produce para

#### 4.-PRINCIPALES METODOS DE CÁLCULO DE LA SOCAVACION NO INTERFERIDA

En el punto precedente se han dado a conocer los principales estudios relacionados con la socavación en estribos. A continuación se incluye una descripción más detallada de los principales métodos disponibles,

condiciones correspondientes al transporte incipiente.

En 1967, Maza Álvarez en un artículo sobre socavación en estructuras de puentes, dio a conocer en nuestro medio la formula de Artamonov. Esta relación, supuestamente válida para transporte generalizado (pues se desconoce sus límites de aplicación y limitaciones), permite tomar en cuenta el angulo de ataque del estribo con la corriente y el talud del estribo.

Uno de los estudios mas recientes que es de conocimiento de los autores es el efectuado por Veiga da Cunha (1971) con estribos y espigones sumergidos. El gran número de variables estudiadas como asimismo las numerosas experiencias realizadas, constituyen un aporte valioso en el análisis del fenómeno de socavación en estribos.

Finalmente, cabe mencionar el estudio experimental efectuado en el CRH (Ayala, de Jourdan y Duran, 1979) en el cual se realizaron experiencias con transporte generalizado de arena ( $D=0.5$  mm), estribos rectangulares y una gran variedad de condiciones hidráulicas. Las principales conclusiones de este estudio indican que es necesario hacer una diferenciación clara entre socavación interferida y socavación no interferida, aspecto que ningún estudio anterior ha analizado.

cuya finalidad principal es poner de relieve el origen, hipótesis, aplicabilidad y limitaciones de estos métodos con miras a facilitar su posible uso en problemas de diseño.

#### 4.1 Método de Laursen (1958)

El método de Laursen, constituye un método teórico - empírico que parte de la hipótesis que la socavación al pie de un estribo es  $r$  veces la socavación producida en un estrechamiento "infinitamente" largo, con una razón de contracción igual a la introducida por los dos estribos.

El estudio experimental de Laursen permitió a este autor estudiar 3 situaciones, a saber:

a) Estribos que comprometen solo la ribera de inundación

b) Estribos que alcanzan hasta el borde del cauce principal.

c) Estribos introducidos en el cauce principal

Las relaciones teóricas obtenidas de un análisis de socavación en estrechamiento "infinitamente" largos para los caso a), b) y c) son respectivamente:

$$\frac{Q_0 e}{Q_e h_e} = 2.75 \frac{s}{h_e} \left| \left( \frac{1}{r} \frac{s}{h_e} + 1 \right)^{7/6} - 1 \right| \quad (4.1)$$

con  $r = 4.1$ , obtenido de datos experimentales

$$\frac{Q_0 e}{Q_e h_e} = \frac{2.75s - \epsilon}{h_e} \left| \left( \frac{1}{r} \frac{s}{h_e} + 1 \right)^{7/6} - \frac{2.75s - \epsilon}{h_e} - \frac{1}{2} \frac{\epsilon s}{h_e^2} \right| \quad (4.2)$$

con  $r = 4.1$ . Esta relación es válida para  $\epsilon \leq 2s$

$$\frac{b}{h_e} = \frac{Q_b e}{Q_e h_e} = 2.75 \frac{s}{h_e} \left| \left( \frac{1}{r} \frac{s}{h_e} + 1 \right)^{7/6} \left( \frac{3+a}{2+a} \right) - 1 \right| \quad (4.3)$$

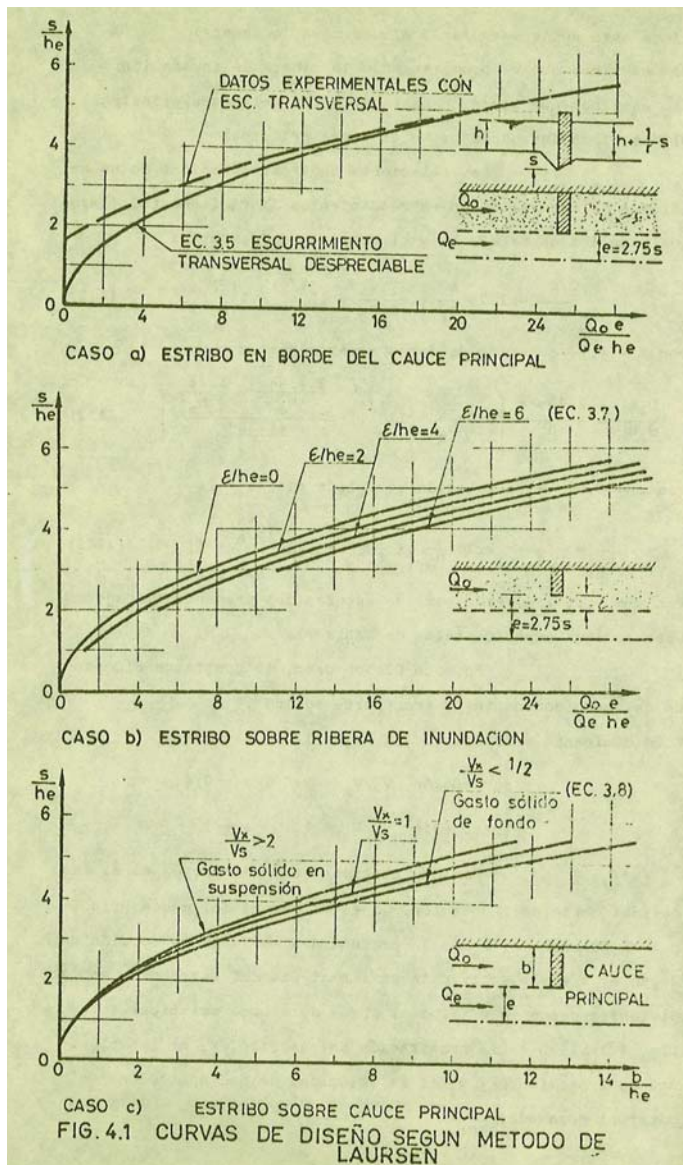
con  $r = 11.5$  (ajustado por los autores del presente trabajo en base a datos experimentales de Laursen).

En este último caso, la constante  $a$  depende del modo dominante de transporte sólido :

Modo dominante : fondo	$V_* / V_s < 1/2$	$a = 1/4$
	suspensión	$V_* / V_s > 2$
	intermedio	$V_* / V_s = 1$
		$a = 9/4$
		$a = 1$

En las relaciones anteriores,  $Q_0$  es el caudal del cauce de inundación,  $Q_e$  es el caudal del cauce principal en el ancho  $e$ ,  $h_e$  es la profundidad media en la sección de ancho  $e$ ,  $s$  es la socavación máxima al pie del estribo,

$\varepsilon$  es la distancia desde el estribo al borde del cauce principal (ver Fig. 4.1 b),  $b$  es la penetración del estribo,  $V^*$  es la velocidad de frotamiento y  $V_s$  es la velocidad de sedimentación del material socavado.



El parámetro  $e$ , que corresponde al ancho de influencia del estribo o extensión lateral del bulbo de socavación medida desde el extremo del estribo se calcula de la relación:

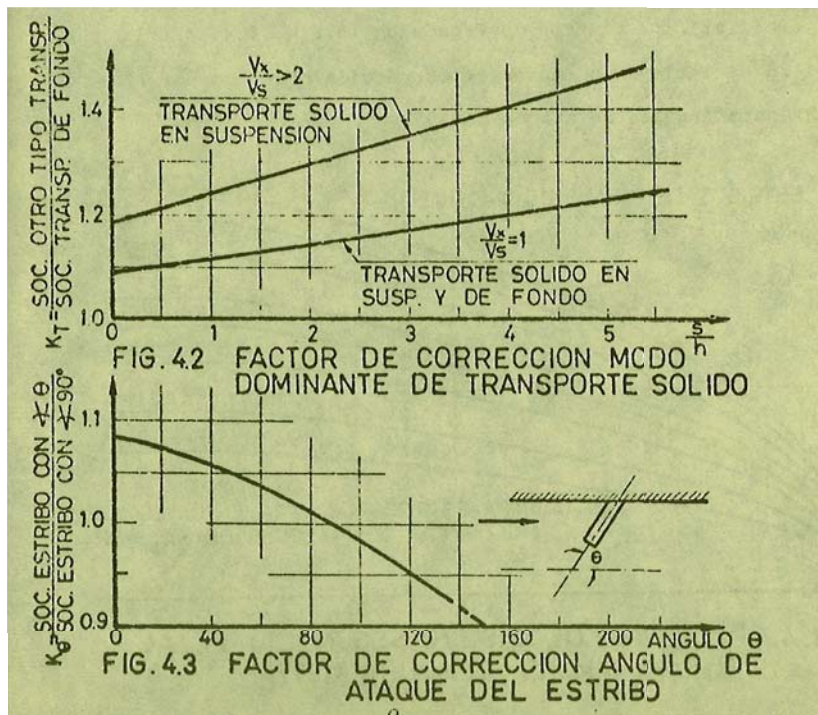
$$e = 2.7 s \quad (4.4)$$

Las relaciones 4.1, 4.2 y 4.3 aparecen graficadas en la Fig. 4.1.

En la relación 4.3 el parámetro  $Q_b/Q_{ehe}$  puede reemplazarse por la relación  $b/he$  que se obtiene de suponer igualdad de caudales por unidad de ancho:  $Q_b/b = Q_e/e$

Al utilizar las relaciones (4.1) a (4.3) o las curvas de la Fig. 4.1, es preciso operar por tanteos suponiendo inicialmente un valor  $e$ , verificándolo posteriormente de la relación 4.4. Cabe consignar que el uso de estas relaciones está limitado a bulbos de socavación no interferidos.

Las relaciones anteriores son válidas para estribos normales al escurrimiento. Laursen propone utilizar el factor  $K_o$  (Fig.4.3) cuando los estribos se presentan inclinados y el factor  $K_t$  (Fig.4.2) cuando se trata de transporte sólido generalizado con :  $V^*/V_s = 1$  o  $V^*/V_s > 2$ .



4.2.- Metodo de Liu et. al. (1961)

El estudio experimental de Liu et. al. Llevó a estos autores a proponer las siguientes relaciones empíricas para estribos normales al escurrimiento bajo condiciones de transporte solido generalizado

$$\frac{s}{h} = 1.1 \left( \frac{b}{h} \right)^{2/5} Fr^{1/3}$$

para estribos de paramento inclinado, y

$$\frac{s}{h} = 2.15 \left( \frac{b}{h} \right)^{2/5} Fr^{1/3}$$

para estribos de paramento vertical.

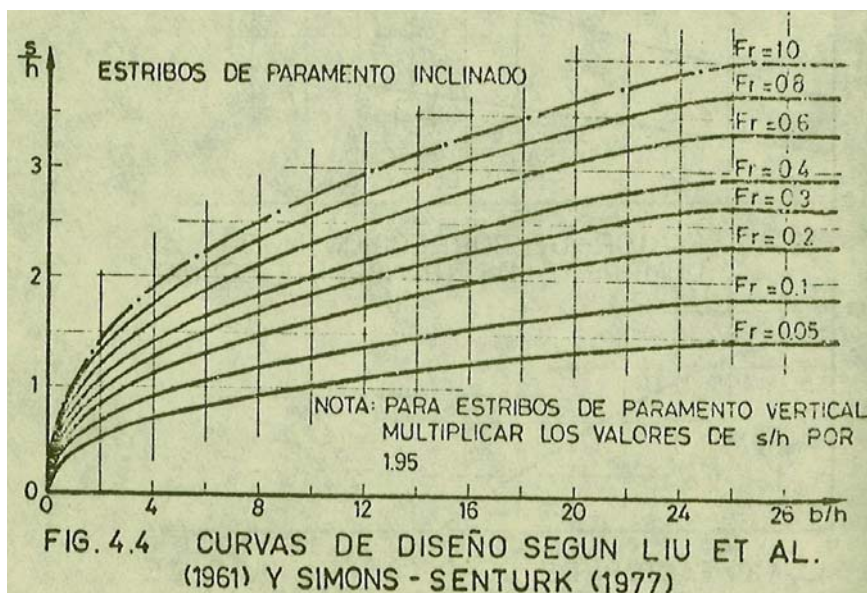
En estas relaciones, h es la profundidad media y Fr el numero del escurrimiento

no perturbado. Simons y Senturk (1977) proponen utilizar las relaciones 4.5 y 4.6 para  $b/h < 25$  y la relación

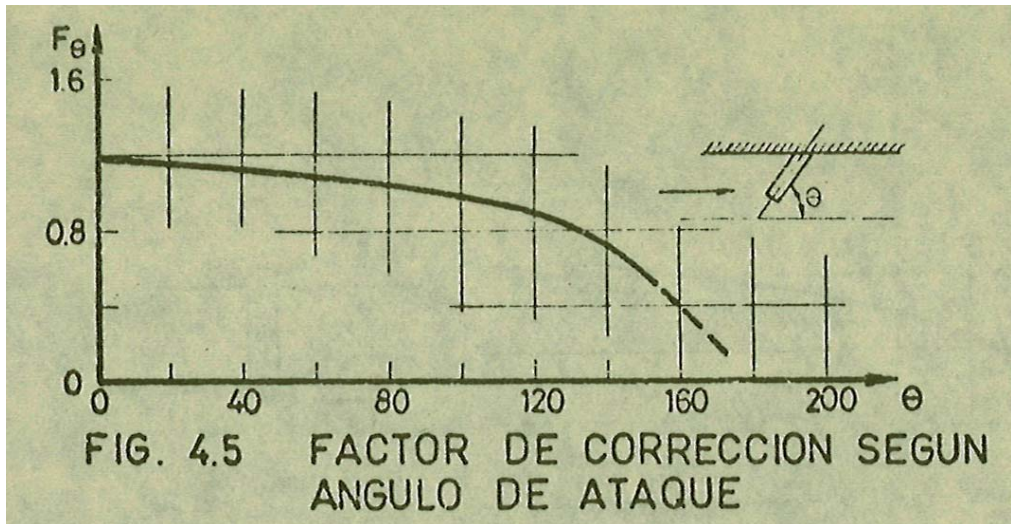
$$\frac{s}{h} = 4 Fr^{1/3}$$

Para  $b/h > 25$ . Cabe indicar que esta ultima relación fue obtenida de datos de terreno de espigonas de roca en el rio Mississippi (EEUU).

Las relaciones 4.5 y 4.7 han sido graficadas para distintos números de Froude en la Fig. 4.4. En la Fig. 4.5 se incluye un factor de corrección obtenido por Ahmad (1953) para angulos de ataque de 90°.







#### 4.3.- Método de Artamonov (Maza Alvarez, 1967)

La socavación al pie del estribo según este método puede calcularse de la relación siguiente:

$$\frac{s}{h_0} = (K_Q K_\theta K_K - 1)$$

Donde  $h_0$  es la profundidad media del escurrimiento en las vecindades del estribo. Maza Alvarez señala que esta profundidad debe evaluarse una vez producida la socavación generalizada de la sección transversal y en caso de existir, la socavación por efecto de curvas.

Los factores  $K_Q$  (depende del caudal "interceptado" por el estribo),  $K_\theta$  (corrección por ángulo de ataque) y  $K_K$

(corrección por talud) aparecen indicados en las Fig.4.6.

#### 4.4 Método de Veiga da Cunha (1971)

El método desarrollado por este autor se basa en los resultados experimentales obtenidos de un estudio realizado con estribos y espigones sumergidos para 3 ángulos de ataque: 60°, 90° y 120°.

La relación propuesta para estribos es de la forma siguiente:

$$\frac{s}{h} = K_V \left( \frac{b}{h} \right)^m \left( \frac{V_*}{V_s} \right)^n$$

El factor  $K_V$  y los exponentes  $m$  y  $n$  se incluyen en la Tabla 4.1:

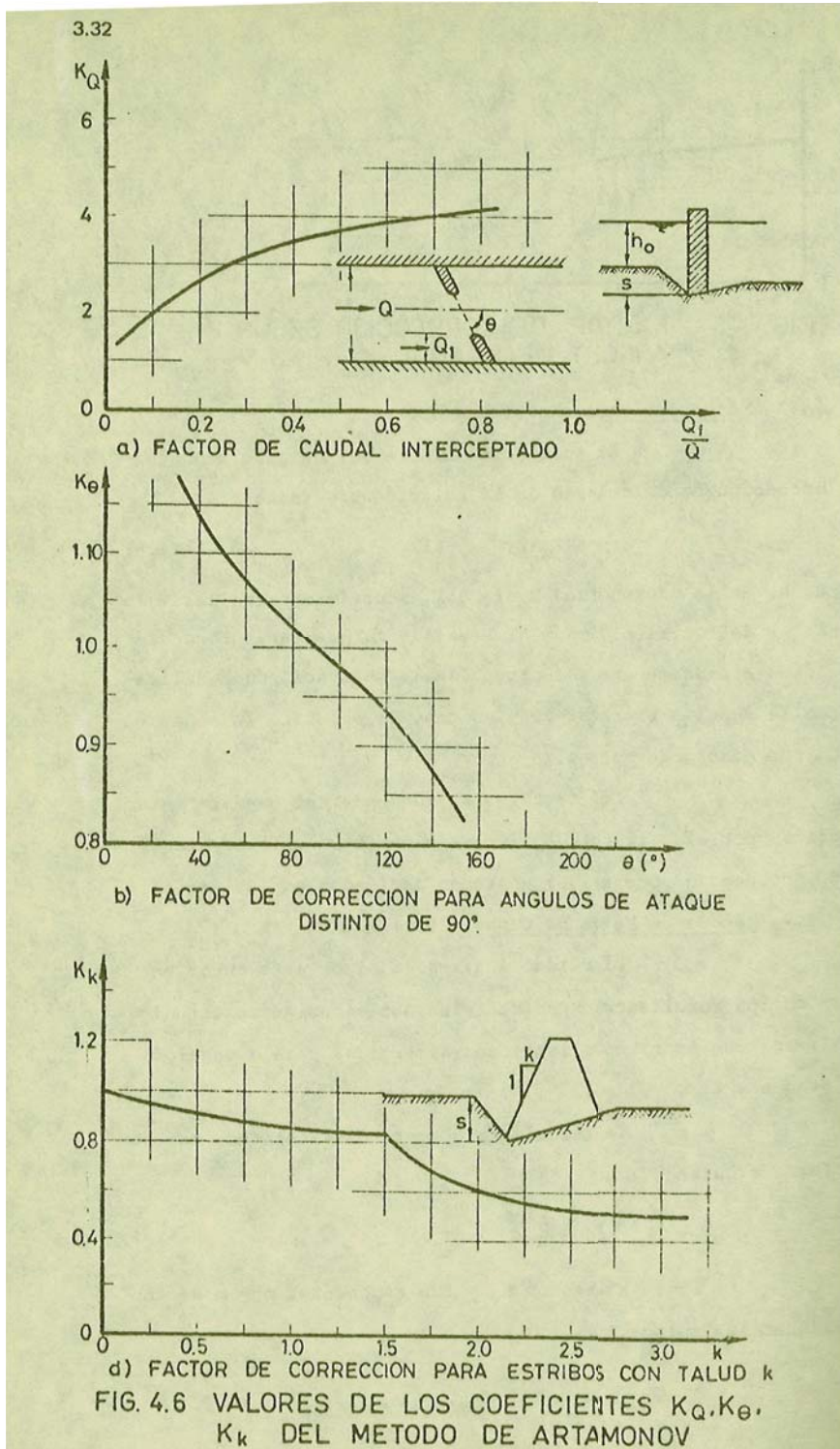


TABLA 4.1 Valores de  $K_V$ ,  $m$  y  $n$  en función del ángulo de ataque  $\theta$  3.33

$\theta$	$K_V$	$m$	$n$
60°	2,20	0,16	- 0.14
90°	1,65	0,30	- 0.15
120°	1,80	0,26	- 0.14

#### 4.5 Método del centro de Recursos Hidraulicos

El método desarrollado por el CRH se basa en relaciones empíricas definidas de datos obtenidos de numerosas experiencias que abarcaron un rango de pendientes ( $J$ ) comprendidas entre 0.8 % y 2.8 % y relaciones  $b/h$  entre 0.5 y 10 .

Mediante análisis dimensional y los resultados experimentales se definieron las siguientes funciones, validas para socavación no interferida:

$$\frac{s}{h} = f_s \left( \frac{b}{h}, J \right) \quad (4.10)$$

$$\frac{e}{h} = f_e \left( \frac{s}{h}, J \right) \quad (4.11)$$

Estas relaciones aparecen indicadas en las  
Fig. 4.7 y 4.8.

#### 5.- ANALISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS Y RECOMENDACIONES PARA SU USO

Teniendo presente que la mayoría de los métodos expresan socavación en términos de una función adimensional del tipo:

$$\frac{s}{h} = f \left( \frac{b}{h}, \alpha \right)$$

En que  $\alpha$  es un parámetro hidráulico adimensional, se ha optado por uniformar la presentación de los métodos reduciendo las diversas relaciones propuestas a la forma de la ec. (5.1). Además, la comparación se ha hecho para las siguientes condiciones:

- Estribos de parámetro vertical, emplazados en el cauce principal.
- Estribos normales al escurrimiento (ángulo de ataque = 90°)
- Transporte sólido de fondo (transporte generalizado)
- Lechos finos (arenas) y escurrimiento subcrítico.

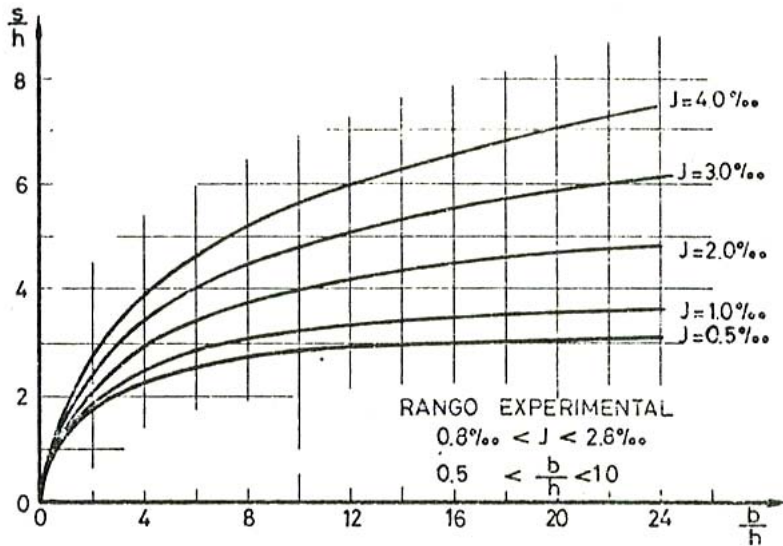


FIG. 4.7 CURVAS DE SOCAVACION MAXIMA (CRH-U. DE CHILE)

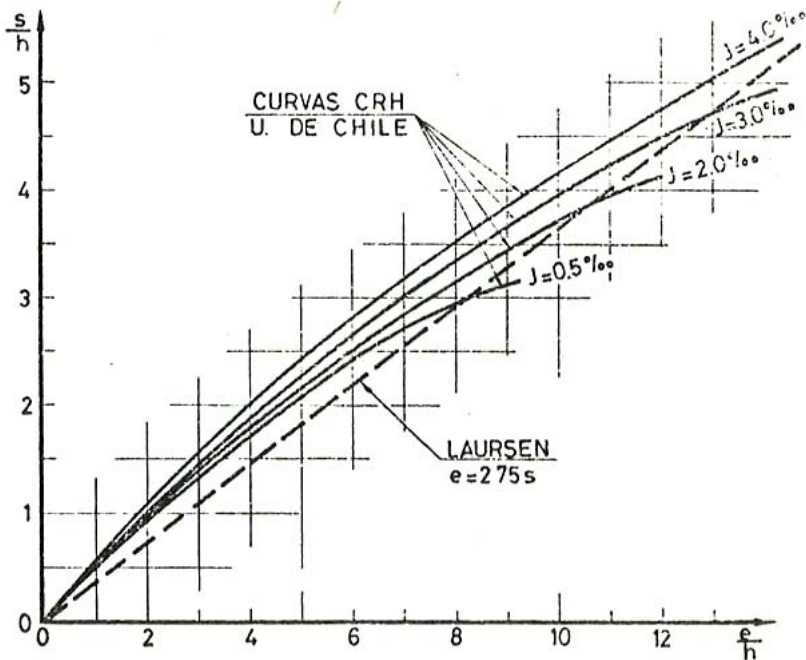


FIG. 4.8 CURVAS DE EXTENSION DEL BULBO DE SOCAVACION (CRH-U. DE CHILE)

La comparación grafica de las distintas relaciones se incluye en la fig.5.1.

La relación de Artamonov se ha obtenido del siguiente análisis simplificado:

$$\frac{s}{h} = K_Q - 1$$

$$K_Q = f\left(\frac{Q_1}{Q}\right) = f\left(\frac{b}{b+e}\right)$$

$b + e$  corresponde al ancho efectivo de escurrimiento que interviene en el calculo

$$\therefore \frac{Q-Q_1}{Q_1} = \frac{Q}{Q_1} \cdot 1 = \frac{e}{b}$$

llamando  $Q_e = Q-Q_1$  al caudal no interceptado para el estribo y dividiendo por  $h_e$ , la profundidad media en el ancho  $e$ , resulta:

$$\frac{b}{h_e} = \frac{Q_1 e}{Q_e h_e}$$

Con cada valor de  $K_Q$  se puede asociar a un valor de  $b/h_e$  a través de la relación (5.3) suponiendo que se cumple que  $e \sim 2.75s$ .

En efecto con cada  $K_Q$  se obtiene un valor de  $Q_1/Q$ ; este valor permite obtener de la relación (5.4) la razón  $e/b$ . Además asociado con cada  $K_Q$  existe un  $s/h$  obtenido de la relación (5.2)

Por lo cual se tiene en definitiva el producto  $e/s \cdot h/b$ . Finalmente, de este producto se obtiene la relación  $h/b$ , dividiéndolo por 2.75.

La principal conclusión que se obtiene de la Fig. 5.1 es que los métodos de Laursen, Veiga da Cunha y Artamonov omiten un parámetro hidráulico fundamental en el fenómeno. Esto queda claramente de manifiesto de las curvas de Liu et al. cuyo parámetro

hidráulico es el  $Fr$  y del CRH que utiliza la pendiente  $J$ . En consecuencia, para efectos de diseño es recomendable utilizar de preferencia estos dos últimos métodos, aun cuando es preciso señalar que el uso del  $Fr$  conduce en general a relaciones empíricas con mayor dispersión, por los mayores errores involucrados en la medición de este parámetro en lechos móviles.

Además, el remplazo de la pendiente  $J$  por el  $Fr$  empírica en cauces naturales (cuya pendiente  $J$  es una variable independiente del fenómeno), desprecia el efecto de otros dos parámetros hidráulicos. En efecto, puede demostrarse utilizando por ejemplo, el método predictor de curva de descarga de Lovera-Kennedy y Alam -Kennedy (Vanoni, 1975) que se cumple:

$$Fr = f\left(J, \frac{uh}{v}, \frac{h}{D}\right)$$

Esta relación indica que al reemplazar  $J$  por  $F$  se desprecia el efecto del numero de Reynolds  $uh/v$  y de la altura relativa  $h/D$  en el fenómeno de socavación, aspecto que no ha sido debidamente estudiado hasta ahora.

En la fig. 5.2 , y 5.3 se incluyen comparaciones graficas de las relaciones  $K_{\theta} = f(\theta)$  (corrección por Angulo de ataque) y  $K_K = f(K)$  (corrección por talud del estribo).

De la primera de estas figuras se visualiza que en general existe una concordancia aceptable entre todas las relaciones para un rango bastante amplio de angulos de ataque ( $20^\circ - 140^\circ$ ), a excepción de la relación de Veiga da Cunha.

En cuanto a la Fig. 5.3, se observa que las relaciones de Veiga da Cunha y Artamonov coinciden satisfactoriamente bien para el rango de taludes entre 0 y 1. La relación de Liu et al. Corresponde a una especie de promedio y en consecuencia no es recomendable su utilización sino en un rango muy estrecho de taludes (posiblemente entre 1.5 y 2.0).

En resumen, para la utilización de los métodos en problemas prácticos de diseño se puede hacer las siguientes recomendaciones:

Utilizar como base del diseño las relaciones correspondientes a estribos de parámetro vertical, normales al escurrimiento ( $\theta = 90^\circ$ ) con transporte generalizado de fondo (fig 5.1).

Usar en lo posible las relaciones del CRH y en casos en que se considere conveniente, las relaciones de Liu et al.

b) Para estribos con ángulos de ataque distintos de  $90^\circ$  usa un factor de corrección  $K_\theta$  que puede obtenerse como promedio de las curvas de Laursen, Artamonov y Ahmad (Fig.2.1).

c) Para estribos de parámetro inclinado usar la curva de Artamonov o el promedio de esta con la de Veiga da Cunha (Fig. 5.3)

d) Para la estimación de la extensión del bulbo de socavación utilizar las curvas de la fig. 4.8 o bien la relación de Laursen en caso de no exigirse demasiada precisión en el calculo.

e) Para condiciones de transporte sólido generalizado en que no domine el gasto sólido de fondo, utilizar el factor de corrección  $K_T$  de Laursen de la Fig. 4.2

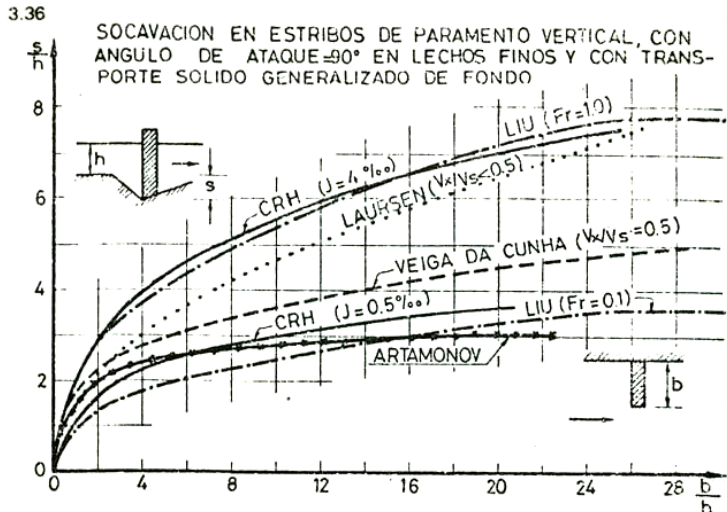


FIG. 5.1 COMPARACION GRAFICA DE LOS METODOS

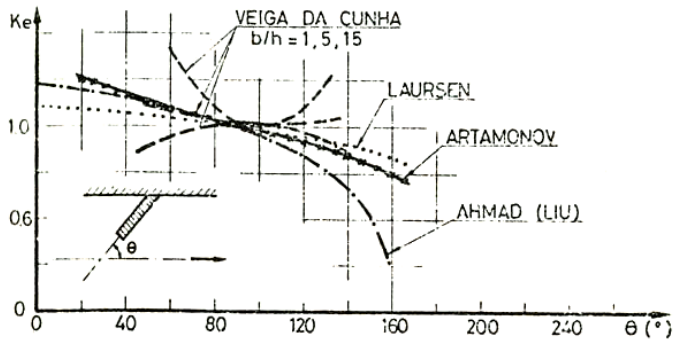


FIG 5.2 EFECTO DEL ANGULO DE ATAQUE

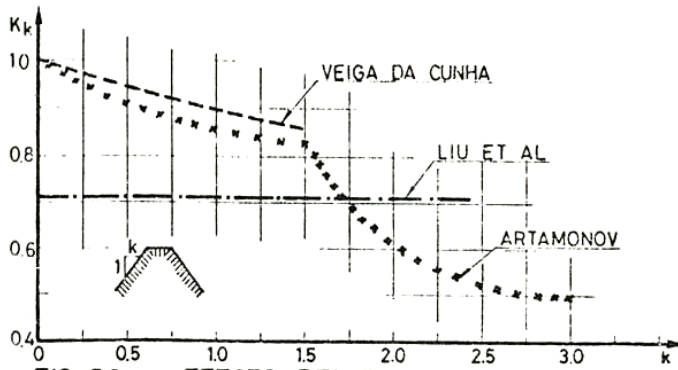


FIG. 5.3 EFECTO DEL TALUD DE ESTRIBO

## 6.- CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que puede extraerse del trabajo presentado pueden resumirse como sigue:

- a) La socavación en estribos se debe a la superposición de la socavación localizada por vórtices y de la socavación generalizada de la sección del estrechamiento.
- b) Dependiendo de que si existe o no interferencia de bulbos de socavación vecinos, la socavación se define como interferida o no-interferida, respectivamente.
- c) Los diversos estudios experimentales realizados en general expresan la socavación no interferida a través de relaciones adimensionales del tipo de la ec. (5.1).
- d) Los métodos de cálculos que se recomienda utilizar es el caso de socavación no-interferida son los de CRH y Liu et al., que contiene un parámetro hidráulico fundamental en el fenómeno. Los restantes métodos omiten este parámetro.
- e) Los métodos del punto precedente son aplicables a estribos rectangulares, normales a la dirección del escurrimiento y con predominio de transporte sólido de fondo. Para estribos de paramento inclinado, con otros ángulos de ataque y predominio de otros modos de transporte, se recomienda usar factores de corrección apropiados que se incluyen en el presente trabajo.



## BIBLIOGRAFIA

1. ARMAD, M., "Experiments on design and Behaviour of Spur Dikes". Proc. 5th. Congress IAHR, Minnesota, 1963.
2. AWAZU, S. "On Scour around Spur-Dikes", Proc. 12th. Congress IAHR, Fort Collins, Colorado, 1967.
3. AYALA, L., DE JOURDAN P. y Duran J.P. "Estudio experimental de la Socavación en Estribos de Puentes", C.R.H., U. de Chile, 1979.
4. CHANG, F.M. y YEVDJEVICH, V. Analytical Study of Local Scour, U. de Colorado, Fort Collins, Colorado, 1962.
5. GARDE, P.J. "Local Bed Variation at Bridge Piers in Alluvial Channels", U. de Roorkee, R. Journal 4 (1), 1961.
6. IZZARD, C.F. y BRADLEY, J.N. "FIELD Verification of Model Test on Flow Through Highway Bridge and Culverts", Proc. 7th. Conf. State U. of Iowa, 1958.
7. LAURSEN, E.M. "Scour at Bridge Crossings", Bulletin N° 8, Iowa Highway Research Board, State Univ of Iowa, 1958.
8. LAURSEN, E.M. "An Analysis of Relief Bridge Scour", Journal Hyd. Div. Proc. ASCE, N° HY3, 1963.
9. LIU, H.K. et al. "Effect of Bridge Constriction on Scour and Backwater", Colorado State Univ., Res. N° CERGOH KL22, Feb. 1961.
10. MAZA ALVAREZ, J.A., "Erosion del cauce de un río en el cruce de un puente", Rev. Ing. Hidráulica en México, Vol. XXI, Nos. 1 y 2, 1967.
11. NEILL, C.R. "Measurements of Bridge Scour and Bed Changes in Flooding Sand Bed River", Proc. Of Inst. Of Civil Em. Vol. 30, 1975.
12. SIMONS, D.B. y SENTURK, F. "Sediment Transport technology", W.R.P., Fort Collins, Colorado, 1977.
13. VANONI, V. (Editor), "Sedimentation Engineering", ASCE Manual and Reports on Eng. Practice N° 54, 1975.
14. VEIGA DE CUNHA, L. "Erosões Localizadas Junto de Obstáculos Salientes de margens", Lab. Nac. Eng. Civil, Lisboa, 1971.



SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA  
VI CONGRESO NACIONAL

RELACIONES INTENSIDAD – DURACION – FRECUENCIA GENERALIZADAS

Eduardo Varas C. (\*)

Santiago Sánchez G. (\*\*)

RESUMEN

Este estudio presenta una metodología para estimar las curvas-intensidad-duración-frecuencia (I DF) de lluvias en zonas con poca información, mediante coeficientes de duración y frecuencia generalizados. Se proponen coeficientes de duración y de frecuencia generalizados. Se proponen coeficientes para la zona central y sur del país, basado en el análisis de los registros pluviográficos de 13 estaciones bien distribuidas en dichas zonas

1. INTRODUCCION

El calculo de las curvas intensidad-duración-frecuencia de precipitaciones, necesarias para el diseño de las obras de drenaje en carreteras, canales y obras hidráulicas en general, requiere del análisis de datos pluviográficos. Sin embargo, en Chile los registros pluviográficos son escasos y de corta extensión, por lo cual, es usual tener que estimar lluvias de corta duración con distintas probabilidades, contando solo con observaciones de lluvias máximas diarias.

Este trabajo propone una metodología para estimar las intensidades de lluvias de corta duración asociadas a distintos periodos de retorno en función de las observaciones de lluvias máximas diarias. El método se basa en la utilización de coeficientes de duración y de frecuencia definidos en base al análisis de los registros pluviográficos de 13 estaciones ubicadas en la zona central y sur de Chile

2. METODOLOGIA.

Uno de los primeros enfoques para este problema es el asociado a Grunsky, el cual utiliza la siguiente relación para estimar la intensidad de lluvia de una duración cualquiera  $t$  en función de la intensidad media en 24 horas:

Siendo:

$I_t$  = intensidad media máxima en  $t$  horas.

$I_{24}$  = intensidad media máxima en 24 horas

$t$  = duración de las lluvias en horas.

$$I_t = I_{24} \sqrt{\frac{24}{t}}$$

Más recientemente, Bell (1969) estudió las razones entre lluvias de distinta duración y de igual periodo de retorno y también la razón entre lluvias de diferentes periodos de retorno y de la misma duración. Para su análisis utilizó datos de un gran número de estaciones ubicadas en Estados Unidos de América, Hawai, Australia, Rusia, Alaska, Puerto Rico y África. Las conclusiones obtenidas indican que estas razones son muy constantes en todos los puntos estudiados debido a que las grandes intensidades se producen en tormentas convectivas las cuales, tienen gran independencia geográfica y regional. Los coeficientes de duración (que relacionan lluvias de distinta duración) y los coeficientes de frecuencia (relación entre lluvias de distinto periodo de retorno) propuestos son válidos para tormentas entre 10 minutos y 2 horas de duración y periodos de retorno entre 2 y 100 años.

Espildora (1971) verificó la aplicación de los coeficientes propuestos por Bell, calculando los coeficientes de duración y de frecuencia, resultantes de curvas IDF elaboradas para algunas regiones del país por instituciones o ingenieros chilenos. Se verificó su aplicación en Santiago, Valparaíso, Concepción, Chillan, Talcahuano, Valdivia y se concluyó que los coeficientes de duración y frecuencia presentaban una notable coincidencia con los valores obtenidos por Bell.

### 3. ANALISIS DE GRAFICOS PLUVIOGRAFICOS.

A fin de contar con antecedentes para el cálculo de los coeficientes de duración y de frecuencia se seleccionaron inicialmente 20 estaciones pluviográficas distribuidas entre

El U.S. Bureau of Reclamation (1965) propuso también coeficientes para obtener lluvias de diseño de distintas duraciones basadas en el análisis de más de 200 tormentas acaecidas en Estados Unidos al oeste del meridiano 105W. Dichos valores han sido publicados en mapas que muestran intensidades de diseños para distintas duraciones.

Reich y Hiemstra (1965) proponen coeficientes de duración, los cuales son función de la lluvia caída en 24 horas y en una hora. Estos coeficientes son válidos para tormentas con duración entre 1 y 24 horas.

Sin embargo en Chile no existen estudios similares, ni antecedentes que justifiquen la adopción de los valores obtenidos en otras regiones. Por tal motivo, en este trabajo se analizaron los registros pluviográficos de estaciones distribuidas entre La Serena y Puerto Montt y se proponen coeficientes de duraciones y de frecuencia que permiten en base a la precipitación máxima en 24 horas con 10 años de periodo de retorno, el cálculo de curvas IDF para tormentas con duraciones entre 1 y 24 horas y periodos de retorno entre 10 y 100 años.

La Serena y Puerto Montt, de las que fueron utilizables 13, las cuales se listan en la Tabla 1 y en la Figura 1. Estas estaciones se eligieron por contar con registros de mayor extensión y por ser representativas de regímenes de lluvia de la costa, valle central y faldeos de la Cordillera de los Andes. En cada una

TABLA 1  
ESTACIONES PLUVIOGRAFICAS UTILIZADAS

Nombre	Región	Control	Lat. S	Long W	Alt. m	Período de Registro	Años Efectivos Utilizados	Años Elimi- nados sin datos
Embalse Paloma	IV	DGA	30 41	71 02	320	1962-1981	18	62, 68
Santiago-Qta. Normal	RM	DMC	33 27	70 42	520	1917-1962	46	-
Rapel	VI	E.	33 57	71 52	50	1961-1982	21	80
San Fernando	VI	E.	34 35	70 59	350	1963-1982	19	73
Colbún-Colorado	VII	E.	35 41	71 21	340	1969-1980	12	-
Armerillo	VII	E.	35 42	71 05	470	1962-1982	21	-
Chillán	VIII	DGA	36 37	72 07	140	1974-1981	7	75
Concepción	VIII	DMC	36 50	73 03	10	1961-1981	17	64, 68/65, 69
Quilaco	VIII	DGA	37 41	71 59	250	1965-1981	15	69, 78
Polcura	VIII	E.	37 19	71 32	740	1959-1982	22	78, 79
Temuco	IX	DMC	38 45	72 35	114	1966-1981	15	76
Pullinque	X	E.	39 35	72 13	145	1963-1982	19	66
Ensenada	X	E.	41 12	72 32	51	1963-1982	20	-

DGA = Dirección General de Aguas

DMC = Dirección Meteorológica de Chile

E = ENDESA

de ellas se seleccionaron las tormentas mas intensas del registro completo y se leyeron los valores horarios del grafico del pluviografo. Para cada tormenta se busco la mayor intensidad observada para duración de 1,2,4,6,8,10,12,14,18 y 24 horas y se formo la serie anual de estos valores, calculando los mayores episodios de lluvia para cada duración.

Los valores de 24 horas se cotejaron con los registros pluviométricos de lluvias máximas diarias para confirmar los valores del pluviografo y para verificar que los registros estuviesen completos y consistentes. Esta comparación justifico en algunos casos la eliminación de años con registros incompletos o bien años con fallas en el funcionamiento del pluviografo.

Adicionalmente, de la análisis critico de cada registro surgió la conveniencia de eliminar las estaciones de Peñuelas, la Tranquilla, Embalse Digua y Puerto Montt las cuales presentaban inconsistencias en una parte importante de los años con

información, quedando, por lo tanto, un registro consistente de muy corta duración.

A la serie anual de precipitaciones para cada duración se ajusto un modelo de valores extremos tipo 1, el cual ha sido utilizado con éxito para representar muestras de este tipo (Oyebande, 1982).

Las intensidades de lluvia calculadas para distintas duraciones y periodos de retorno se incluyen en la Tabla 2.

Las intensidades de lluvia para una hora de duración y 10 años de periodo de retorno varían entre 11,6mm/hr en Embalse La Paloma y 27,6 mm/hr en Armerillo, siendo las intensidades para igual periodo de retorno y 24 horas de duración 3,1 mm/hr y 14,4 mm/hr para los mismos lugares respectivamente.

Las características de las lluvias registradas e Embalse La Paloma y Santiago son muy semejantes. Los valores calculados en estos puntos son concordantes para todas las duraciones y periodos de retorno.

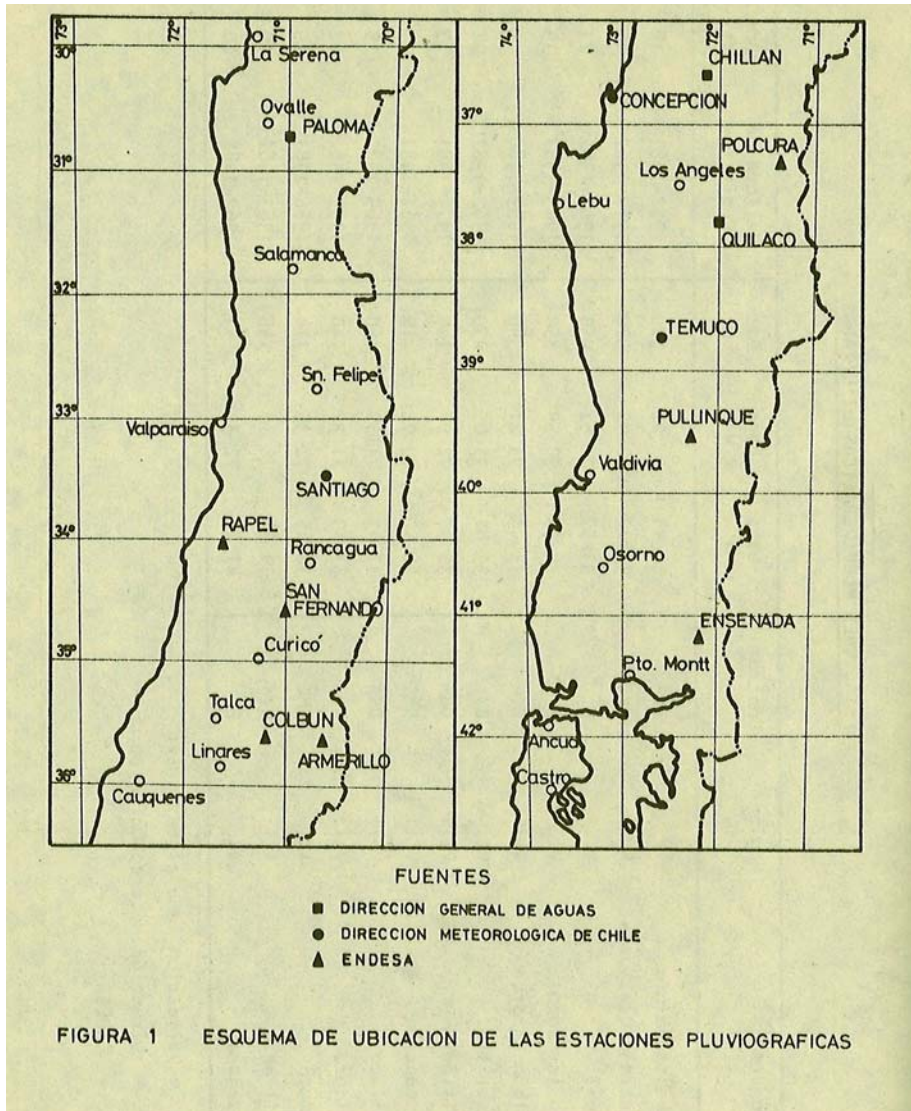


TABLA 2  
INTENSIDADES PARA DISTINTAS DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO  
(mm/hr.)

Estación Pluviográfica	Período de retorno (años)	D u r a c i ó n (horas)											
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24		
Embalse La Paloma (IV Región)	10	11,6	9,9	8,2	7,4	6,2	5,8	5,1	4,6	3,8	3,1		
	25	14,0	12,1	10,2	9,2	7,8	7,2	7,2	5,8	4,8	3,9		
	50	15,8	13,6	11,6	10,5	9,0	8,3	7,4	6,7	5,6	4,5		
	100	17,6	15,2	13,0	11,9	10,1	9,4	8,4	7,5	6,4	5,1		
Santiago en Quinta Normal (Area Metro- polítana)	10	12,0	9,7	7,9	6,9	6,0	5,3	4,8	4,5	3,9	3,1		
	25	13,6	10,8	9,0	8,1	7,0	6,2	5,7	5,1	4,5	3,8		
	50	15,0	11,8	10,0	8,9	7,9	7,0	6,2	5,8	5,0	4,1		
	100	16,0	12,6	10,8	9,7	8,6	7,8	6,9	6,5	5,5	4,7		
Rapel (VI Región)	10	15,2	12,0	8,7	8,0	7,2	6,6	6,1	5,8	5,2	4,3		
	25	17,8	14,0	10,1	9,5	8,5	7,8	7,3	6,9	6,4	5,3		
	50	19,6	15,5	11,0	10,5	9,4	8,7	8,2	7,8	7,3	6,0		
	100	21,5	16,9	12,0	11,5	10,3	9,6	9,1	8,6	8,1	6,7		
San Fernando (VI Región)	10	20,1	16,9	13,7	11,3	10,1	9,3	8,7	8,3	7,3	6,6		
	25	24,1	20,0	16,1	13,2	11,8	10,9	10,3	9,8	8,7	7,9		
	50	27,1	22,3	17,9	14,7	13,1	12,1	11,5	11,0	9,7	8,9		
	100	30,0	24,6	19,7	16,1	14,3	13,3	12,7	12,1	10,7	9,9		



TABLA 2 (CONTINUACION)

Estación Pluviográfica	Perfodo de retorno (años)	Duración (horas)											
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24		
Colbún-Colorado (VII Región)	10	26,3	20,7	15,7	14,5	13,9	12,6	12,1	11,1	9,8	8,9		
	25	31,7	24,6	18,7	17,4	16,9	15,2	14,6	13,3	11,9	10,9		
	50	35,8	27,6	20,9	19,6	19,1	17,1	16,5	14,9	13,4	12,5		
	100	39,8	30,5	23,1	21,7	21,3	19,0	18,3	16,6	14,8	13,9		
Armerillo (VII Región)	10	27,6	24,4	21,6	20,1	19,1	18,3	17,5	16,5	15,5	14,4		
	25	31,4	27,7	24,8	23,2	22,4	21,7	20,8	19,7	18,6	17,5		
	50	34,2	30,1	27,2	25,6	24,9	24,2	23,3	22,0	20,9	19,8		
	100	37,0	32,6	29,5	27,9	27,3	26,7	25,8	24,3	23,2	22,1		
Chillán (VIII Región)	10	20,1	14,1	10,5	8,5	7,5	7,0	6,5	6,0	5,7	4,8		
	25	23,5	16,0	12,0	9,6	8,5	8,0	7,5	6,9	6,7	5,7		
	50	26,1	17,5	13,0	10,4	9,2	8,8	8,3	7,6	7,5	6,4		
	100	28,6	18,9	14,1	11,2	9,9	9,5	9,0	8,3	8,2	7,1		
Concepción (VIII Región)	10	22,7	17,7	11,1	9,2	8,2	7,4	6,8	6,4	5,7	4,8		
	25	27,0	20,9	12,6	10,6	9,5	8,6	8,0	7,6	6,9	5,8		
	50	30,2	23,4	13,7	11,5	10,4	9,5	8,9	8,4	7,8	6,5		
	100	33,3	25,8	14,8	12,5	11,3	10,4	9,8	9,3	8,7	7,3		
Quilaco (VIII Región)	10	20,9	16,8	12,4	10,0	8,8	7,9	7,1	6,7	6,2	5,3		
	25	24,4	19,7	14,4	11,5	10,2	9,2	8,2	7,9	7,3	6,3		
	50	27,1	21,9	15,9	12,7	11,2	10,1	9,0	8,7	8,1	7,0		
	100	29,7	24,0	17,4	13,8	12,3	11,0	9,9	9,5	8,9	7,7		

TABLA 2 (CONTINUACION)

Estación Pluviográfica	Período de retorno (años)	D u r a c i ó n (horas)											
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24		
Polcura (VIII Región)	10	18,6	14,6	12,3	10,3	9,9	9,2	8,6	8,0	7,3	6,3		
	25	21,4	16,6	14,0	12,3	11,3	10,5	9,9	9,2	8,4	7,3		
	50	23,5	18,1	15,2	13,4	12,3	11,5	10,8	10,1	9,3	8,0		
	100	25,5	19,6	16,4	14,5	13,4	12,5	11,8	11,0	10,1	8,7		
Temuco (IX Región)	10	16,7	13,7	10,3	8,4	7,1	6,2	5,7	5,1	4,4	3,6		
	25	19,6	16,2	12,2	9,8	8,3	7,2	6,7	6,0	5,1	4,3		
	50	21,7	18,0	13,6	10,8	9,2	8,0	7,4	6,6	5,7	4,7		
	100	23,8	19,8	14,9	11,9	10,1	8,7	8,1	7,3	6,3	5,2		
Pullinque (X Región)	10	16,5	13,5	10,9	9,4	8,2	7,6	7,2	6,7	6,1	5,5		
	25	18,5	15,4	12,5	10,8	9,5	8,8	8,3	7,9	7,2	6,5		
	50	20,0	16,8	13,6	11,9	10,4	9,7	9,2	8,7	8,0	7,2		
	100	21,4	18,2	14,8	13,0	11,3	10,5	10,0	9,5	8,7	7,9		
Ensenada (X Región)	10	21,5	15,1	11,3	10,1	8,8	7,9	7,3	6,8	6,2	5,4		
	25	25,3	17,5	13,0	11,8	10,2	9,2	8,6	8,0	7,4	6,5		
	50	28,2	19,2	14,2	13,0	11,3	10,1	9,5	8,8	8,2	7,3		
	100	31,0	20,9	15,5	14,2	12,4	11,1	10,4	9,7	9,0	8,1		

Las estaciones de Santiago, Rapel y San Fernando presentan intensidades de lluvias para tormentas de una hora de duración y 10 años de periodos de retorno que varían entre 12 mm/hr y 20,1 mm/hr. San Fernando tiene lluvias bastantes mas intensas que los otros dos lugares, siendo incluso superiores a los valores observados en Chillan.

Más al Sur, destaca la alta pluviosidad de la zona de Armerillo y en menor grado Colbún-Colorado. Los valores de intensidad de lluvia de una hora de duración son de 27,6 mm/hr y de 23,6 mm/hr, respectivamente, para 10 años de periodo de retorno. Las tormentas de mayor duración son mucho mas intensas en Armerillo, observándose que las intensidades medias para tormentas de 24 horas de duración y 10 años de periodo de retorno son de 14,4 mm/hr en Armerillo y solo 8,9 mm/hr en Colbún-Colorado.

Chillan, Concepción, Quilaco y Polcura presentan lluvias de características similares. La magnitud de las tormentas de 24 horas aumenta con la latitud, pero no muy marcadamente. En tormentas de 1 hora y de 2 horas de duración, Concepción presenta valores mayores, superiores en un 10% aproximadamente, a los registrados en Chillan y Quilaco. Polcura, sin embargo, a pesar de su cercanía a la cordillera y a su mayor latitud, presenta valores algo menores para tormentas cortas.

Temuco, Pullinque y Ensenada tienen valores similares para lluvias de

duraciones iguales o inferiores a 12 horas. Para tormentas mas largas, Temuco registra valores aparentemente pequeños para la latitud en que se encuentra, ya que son significativamente menor que los de Pullinque, Polcura, Ensenada, e incluso Chillán. Las intensidades medias para tormentas de 24 horas son del orden de los valores observados para Santiago, hecho que llama la atención.

Por consiguiente, aun cuando en un examen cuidadoso de los registros de Temuco no permitió detectar inconsistencias ni errores de medición, se sugiere utilizar los valores de tormentas de larga duración con prudencia. Ensenada registra intensidades para tormentas de una hora 30% superiores a las de Pullinque y Temuco.

Como conclusión general, se puede decir que se observa una buena concordancia entre las tormentas registradas en un rango de latitud y situación geográfica bastante amplio. Dado que se registran tormentas similares en regiones extensas, los registros de una estación pueden ser utilizados para representar zonas cercanas con buena aproximación. Lo anterior se explica también por el hecho que la mayoría de las tormentas en Chile son de origen frontal y orográfico y por consiguiente, afectan a zonas extensas.

Por tal motivo, un análisis generalizado puede ser de utilidad al proyectista para estimar curvas IDF para otras áreas, a partir de los datos pluviométricos.

#### 4. COEFICIENTES DE DURACION Y DE FRECUENCIA.

Como una forma de extender los resultados obtenidos, se pensó en utilizar un procedimiento similar al empleado por Bell en lluvias de corta duración, definiendo coeficientes de duración y de frecuencia.

Se definió coeficiente de duración (CD) como la razón entre la lluvia caída en una duración cualquiera y la lluvia caída en 24 horas ambas para un periodo de retorno de 10 años. Análogamente, se definió coeficiente de frecuencia (CF) como la razón entre la lluvia asociada a un cierto período de retorno y la lluvia de igual duración pero de 10 años de período de retorno.

Los coeficientes de duración calculados para las estaciones incluidas en el estudio se indican en la Tabla 3. Ellos presentan una varianza pequeña. Los coeficientes de duración para una hora excluyendo a Armerillo, varían entre 0,12 y 0,20 con un promedio de 0,155 y una desviación estándar de 0,026.

El valor promedio es muy concordante con el valor 0,16 propuesto por el U.S.

Bureau of Reclamation. Los coeficientes de variación son del orden de 15% par lluvias de menos de 6 horas y del orden del 8% para lluvias mas largas. Como es razonable esperar, la mayor variación se presenta en las lluvias de 1 y de 2 horas de duración. Solo los valores calculados para Armerillo difieren de la tendencia general, debido a la gran magnitud que tienen las intensidades de tormentas de 24 horas de duración en este sitio.

En la Figura 2 se presenta gráficamente el rango de CD para distintas duraciones y su comparación con los valores sugeridos por el U.S. Bureau of Reclamation y con los calculados con la fórmula de Grunsky. Se puede apreciar que los valores del USBR tienden a acercarse a la envolvente superior de los valores obtenidos de los datos pluviograficos, en especial, en el caso de las tormentas de una hora, donde incluso son superiores.

Algo similar ocurre con los valores de la expresión de Grunsky para tormentas cortas, sin embargo, en tormentas más largas, estos tienden hacer menores que los promedios observados.

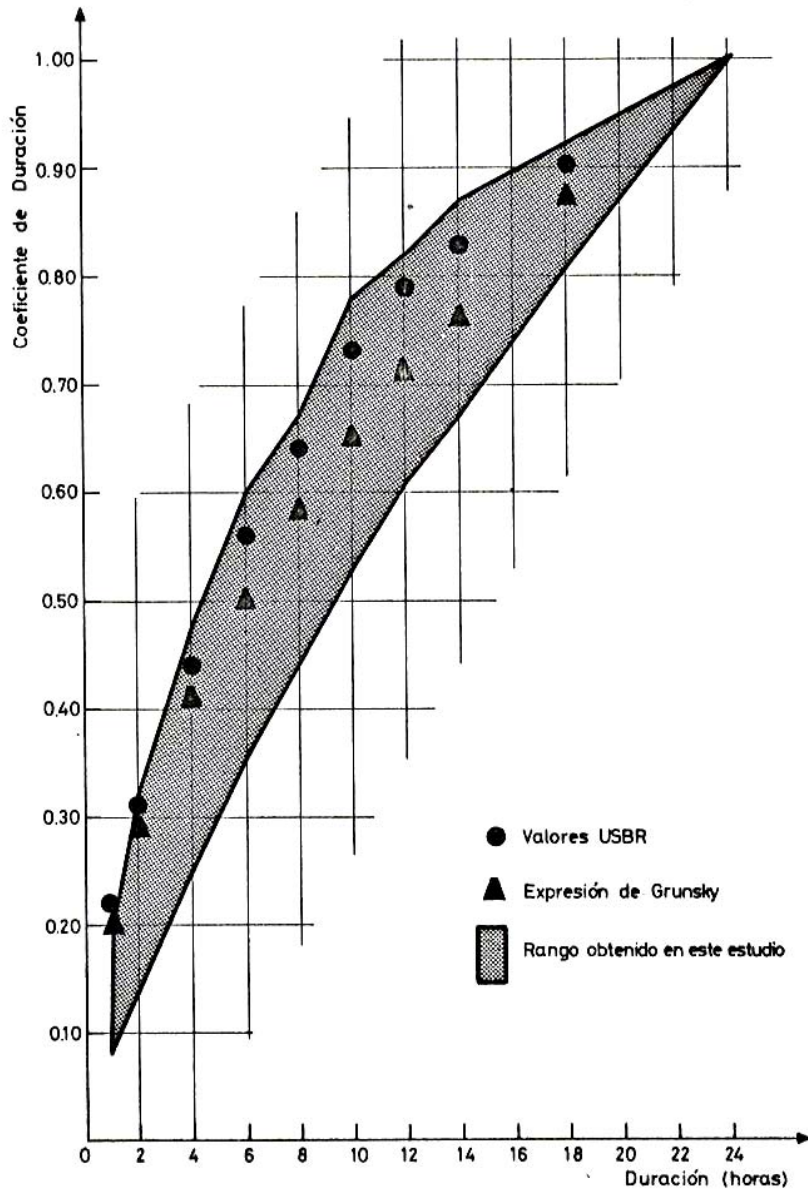


FIGURA 2 VARIACION DEL COEFICIENTE DE DURACION

TABLA 3  
COEFICIENTES DE DURACION

Estación Pluviográfica	Región	Duración (horas)													
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24				
Embalse La Paloma	IV	0,156	0,266	0,441	0,597	0,667	0,780	0,823	0,866	0,919	1,000				
Santiago Qta. Normal	RM	0,161	0,261	0,425	0,556	0,645	0,712	0,774	0,847	0,944	1,000				
Rapel	VI	0,147	0,233	0,337	0,465	0,558	0,640	0,709	0,787	0,907	1,000				
San Fernando	VI	0,127	0,213	0,346	0,428	0,510	0,587	0,659	0,734	0,830	1,000				
Colbún-Colorado	VII	0,123	0,194	0,294	0,407	0,521	0,590	0,680	0,728	0,826	1,000				
Armerillo	VII	0,080	0,141	0,250	0,349	0,442	0,530	0,608	0,668	0,807	1,000				
Chillán	VIII	0,174	0,245	0,365	0,443	0,521	0,608	0,677	0,729	0,891	1,000				
Concepción	VIII	0,197	0,307	0,385	0,479	0,569	0,642	0,708	0,778	0,891	1,000				
Quilaco	VIII	0,164	0,264	0,390	0,472	0,553	0,621	0,670	0,737	0,877	1,000				
Polcura	VIII	0,123	0,193	0,325	0,433	0,524	0,608	0,683	0,741	0,869	1,000				
Temuco	IX	0,193	0,317	0,477	0,583	0,657	0,718	0,792	0,826	0,917	1,000				
Pullinque	X	0,125	0,205	0,330	0,427	0,497	0,576	0,655	0,711	0,832	1,000				
Ensenada	X	0,166	0,233	0,349	0,468	0,543	0,610	0,676	0,735	0,861	1,000				
* Promedio		0,155	0,244	0,372	0,481	0,564	0,641	0,708	0,768	0,880	1,000				
* Desviación Estandar		0,026	0,041	0,054	0,065	0,060	0,063	0,056	0,052	0,038	0,000				
* Coeficiente de Variación		0,170	0,167	0,144	0,135	0,106	0,098	0,079	0,068	0,044	0,000				

\* Excluyendo Armerillo

En relación a los coeficientes de frecuencia, se observó que ellos eran bastante independientes de la duración y se propone utilizar un solo coeficiente de frecuencia cualquiera sea la duración de a lluvia para el rango estudiado (1 a 24 horas). Los valores calculados para el coeficiente de frecuencia en las distintas estaciones y su rango para todas las duraciones se presentan en la Tabla 4.

Los coeficientes de frecuencias son bastante constantes, en parte debido a que se ajustó el mismo modelo de probabilidad a las muestras. Los promedios globales muestran valores de 1,18 ; 1,31 y 1,43 para períodos de retorno de 25 años, 50 años y 100 años respectivamente. Los coeficientes de variación son del orden de 4% para estos valores, lo cual confirma su pequeña variabilidad. Estos coeficientes, son muy similares también a los valores sugeridos por Bell para tormentas con duraciones comprendidas entre 5 minutos y 2 horas.

Los coeficientes de duración y de frecuencia anteriores están definidos en base a las lluvias máximas absolutas en 24 horas, o períodos de máxima precipitación con una duración total de 24 horas, independiente de la hora de inicio o término. Este dato se tiene solo en aquellas estaciones equipadas con pluviógrafo.

En el resto de las estaciones sólo se conoce el valor de lluvia máxima diaria, controlado entre las 8 AM del día actual y las 8 AM del día anterior. Por ello, para utilizar los coeficientes de duración y de frecuencia mencionados anteriormente se necesita obtener entre las lluvias máximas absolutas en 24 horas y las lluvias máximas diarias.

Por este motivo, se estudió la razón entre la lluvia máxima absoluta en 24 horas y la lluvia máxima diaria en las estaciones seleccionadas. Sin embargo, no se pudo lograr juicios concluyentes sobre este aspecto debido a que las diversas fuentes de información, registran estos valores con distintos criterios. En algunos casos se reporta la lluvia máxima absoluta en 24 horas como valor máximo diario y en otras ocasiones se registra el valor observado en el pluviómetro. Por ello las razones cambian y no siempre se contó con información suficiente para realizar las correcciones requeridas. Sin embargo, con los resultados preliminares obtenidos se puede estimar que en promedio la lluvia máxima absoluta en 24 horas es un 10% superior al valor máximo diario y se recomienda usar esta proporción mientras se reúnen antecedentes adicionales.

**TABLA 4**  
**COEFICIENTES DE FRECUENCIA**

Estación	Periodo de Retorno (años)		
	25	50	100
Embalse La Paloma	1,25	1,43	1,61
Santiago Quinta Normal	1,16	1,29	1,41
Rapel	1,19	1,33	1,46
San Fernando	1,18	1,32	1,45
Colbún – Colorado	1,21	1,36	1,51
Armerillo	1,17	1,30	1,43
Chillán	1,15	1,27	1,38
Concepción	1,18	1,30	1,43
Quilaco	1,17	1,29	1,41
Polcura	1,14	1,25	1,36
Temuco	1,17	1,30	1,43
Pullinque	1,16	1,27	1,38
Ensenada	1,17	1,30	1,42
Promedio	1,18	1,31	1,44
Desviación Estándar	0,03	0,05	0,07

La información presentada puede utilizarse para estimar las curvas IDF en base a los datos pluviométricos. El procedimiento consiste en realizar un análisis de frecuencia de la serie anual de lluvias máximas diarias (8 am a 8 am) con el objeto de calcular el valor de 10 años de período de retorno. Este valor se amplifica

por el coeficiente 1,1 para obtener la precipitación máxima absoluta en 24 horas con 10 años de periodo de retorno. En seguida, con los coeficientes de duración y con los coeficientes de frecuencias de una estación con un régimen similar de lluvias se pueden estimar las curvas IDF para la zona de interés.

El procedimiento se resume en la siguiente expresión:

$$P_t^T = K \times P_{24}^{10} \times CD_t \times CF_T$$

Siendo:  $P_t^T$  = lluvia con período de retorno T años y duración t horas.

$CD_t$  = coeficiente de duración para t horas.

$CF_T$  = coeficiente de frecuencia para T años de período de retorno

K = coeficiente para obtener la lluvia máxima absoluta en 24 horas en función del valor máximo diario (se sugiere por el momento usar 1.1)

$P_{24}^{10}$  = lluvia máxima diaria con 10 años de período de retorno.

## 5. CONCLUSIONES.

En este trabajo se han obtenido curvas IDF para 13 estaciones pluviográficas distribuidas entre La Serena y Puerto Montt. Dichas curvas se han calculado utilizando los registros completos observados en cada estación, los cuales en total alcanzan a 252 años.

En base a los resultados anteriores se propone el uso de coeficiente de duración

y de frecuencia para estimar curvas IDF en zonas que cuentan sólo con información pluviométrica. Se estima que este procedimiento es utilizable en la zona central y sur de Chile, y que entrega estimaciones de lluvia con precisión suficiente para diseños de obras hidráulicas en zonas con información escasa.



## 6. AGRADECIMIENTOS.

El trabajo expuesto fue realizado en el contexto de un estudio elaborado por la firma Luís Erazo N. y Asociados solicitado por a Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Publicas, en el cual consistió en la preparación del Volumen 2 del Manual de Carreteras, “Procedimientos de Estudios para Obras Viales”. En la etapa de recopilación y

análisis de información participó personal profesional de dicha firma. Se agradece así mismo la colaboración prestada por ENDESA, Dirección General de Aguas y Dirección Meteorológica de Chile, instituciones que facilitaron la información pluviográfica de sus estaciones.

7. REFERENCIAS.

Bell, F.C. (1965) “ Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships”.  
Jour. Hydraulics Div Am. Soc. Of Civil Engineers, vol.95, HY1, pp.311-327.

Espildora, B. (1969) “Estimación de curvas intensidad-Duración –Frecuencia Mediante coeficientes Generalizados”, I Coloquio Nacional, Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, 1979.

Oyebande, L.(1982) “ Derviving Rainfall Intensity-Duration-Frequency Reationships and Estimates for Regions With Inadequate Data”, Hydrological Science Journal, vol. 27, N° 2, Septmber, pp.353-367.

Reich,B.M. y L.A.V. Hiemstra,(1965) “Tracitly maximized Small Watershed Flood estimates”, Jour. Of the Hydraulics Div., Am. Society of Civil Engineers, vol. 91, HY3, Mayo, pp. 217-245.

U.S. Bereauof Reclamation , (1965) “ Desing of Small Dams”, U.S. Government Printing Office, Washington D.C.

# Titulados 2011



UNIVERSIDAD  
DE CONCEPCION



UNIVERSIDAD TECNICA  
FEDERICO SANTA MARIA



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

Ulloa Sánchez, Hugo Nicolás

2011-01-26

Estudio Experimental de la Respuesta de Ondas Internas Gravitacionales Afectadas por Rotación Terrestre en un Flujo Estratificado.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

León Salas, Josefina Paz

2011-01-27

Modelación Hidrogeologica de Depositos de Esteriles.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Rozas Rojas, Carlos David

2011-03-24

Análisis Modal para el Estudio de Resonancia de Ondas Internas Excitadas por el Viento en el Lago Villarrica.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Pérez Jara, Javiera Del Carmen

2011-04-20

Riesgo de Inundación Producto del Cambio Climatico. Caso de Estudio: Quebrada San Ramon.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Garcés Valenzuela, Manuel Antonio

2011-05-25

Análisis Técnico de la Huella Hídrica Como Indicador de Sustentabilidad del Uso del Agua en la Producción del Concentrado de Cobre en Division el Teniente de Codelco.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Pizarro Fuentes, Leonardo Andrés

2011-05-30

Diagnostico y Desafios para los Sistemas de Tratamiento de Aguas Servidas en Localidades Rurales.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Broussain Kyling, Javiera Constanza

2011-06-06

Análisis y Aplicación de una Metodología para el Cálculo de la Huella Hídrica a Nivel Predial de la Producción Lechera en Chile.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Árias Reyes, Claudio Sebastián

2011-06-10

Análisis de los Efectos de Distintos Escenarios de Registro Histórico en la Estimación de Caudales de Crecida. Aplicación a Obras Hidráulicas de la Cuenca del Río Maule.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Booth Riebel, Thomas Andrew

2011-06-13

Metodología para Determinar Caudales de Dilución en Estuarios.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Cruz Vargas, Víctor Ignacio

2011-06-14

Evaluación Económica Aplicada a Distintas Alternativas de Operación de un Embalse de Control de Eventos de Crecidas.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Salgado Fariña, Braulio Alejandro

2011-06-21

Disponibilidad y Demanda Futura del Recurso Hídrico. Análisis del Escenario A2 en una Cuenca Agrícola de la VI Región.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Chavarría Vera, Francisco Javier

2011-06-30

Aspectos Técnicos y Modelación Numérica de Barreras Reactivas Permeables para la Remediación de Acuíferos.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Gálvez Orellana, Víctor Enrique

2011-07-14

Aplicación de Trazadores en la Evaluación Hidrogeológica, en el Sistema Pampa Peineta.

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Raddatz Delgado, Daniela Alejandra

2011-08-02

Efecto del Cambio Climático en la Seguridad Hidrológica de Obras Hidráulicas. Análisis en Cuencas Pluviales de la Zona Central de Chile, para el Escenario A2.  
Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Bustos Cavada, David

2011-08-05

Cambio Climático y Eventos de Emergencia en el Suministro de Agua Potable en el Gran Santiago.  
Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Rivadeneira Simpson, Sebastián Francisco

2011-09-08

Evaluación de Interconexión Hidrogeológica de Cuencas Endorreicas en el Altiplano Chileno.  
Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental.

Rodríguez Albornoz, Pia Macarena

2011-09-13

Análisis de la Situación de las Aguas Servidas en Zonas Rurales de la IV,VI y Rm de Chile y Proposición de un Sistema Sustentable para su Tratamiento  
Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Ayala Ramos, Alvaro Ignacio

2011-09-14

Impactos del Cambio Climático sobre la Operación del Sistema Hídrico de la Laguna Laja  
Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Quiroz Aravena, Gisela Liselot

2011-09-28

Metodología para Realizar una Evaluación Hidrogeológica Ambiental de un Proyecto Minero de Sulfuros de Cobre. Aplicacion a un Estudio de Caso  
Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Iturra Sanhueza, Rodrigo Marcelo

2011-10-06

Institucionalidad para la Gestión Eficiente y Sustentable del Recurso Agua en la Zona Arida de Chile  
Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Becerra Valladares, Raúl Antonio

2011-10-12

Efectos del Cambio Climático en la Evolución de la Cobertura Nival de la Cuenca Alta del Río Maipo

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Lecaros Sánchez, Matías Hernán

2011-10-26

Estudio de Sedimentación en el Embalse Rapel

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Valenzuela Pratt, Fabián Andrés

2011-12-21

Estudio Experimental de la Descarga Puntual de una Pasta de Relave sobre un Plano Inclinado

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Carrillo Pedrero, Daniela Alejandra

2011-12-28

Arrastre Incipiente de Partículas en Flujos de Fluidos No Newtonianos

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental

Baladron Manríquez, María Fernanda

2011-12-29

Estudio de la Termo-Hidrodinámica del Ecosistema Humedal Ciénagas del Name

Ingeniería Civil, Mención Ingeniería Hidráulica, Sanitaria y Ambiental



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

Alcalde Bercovich, Matías  
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Alonso Cuevas, Santiago Joaquín  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Arellano Armijo, Claudio Matías  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Azocar Pellegrini, Daniella Paz  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Bravo Ramírez, Carlos Esteban  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Campino García-Huidobro, José Rafael  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Camus Jara, José Ignacio  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Castro Vergara, Ignacio Andrés  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Cruzat Schmidt, María Luisa  
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica  
Magíster en Ingeniería

Domínguez Vilaza, Juan Carlos José  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica  
Magíster en Ciencias de la Ingeniería



Domínguez Rivera, Francisco Javier  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Dunner Solari, Nicole Andrea  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Fontecilla Sierralta, Martin  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Freyhofer Alarcon, Sebastián Alexis  
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

García-Huidobro Rosene, Juan Sebastián  
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

González Landeros, Alejandra Cristina  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Guerrero Soto, Tomas Ignacio  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Halley-Harris Aresti, Patrick Leslie  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Lavin Wunderlich, María Trinidad  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Lemaire , Martin Pierre Louis  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Livesey González, Valentina  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Lledo Muñoz, Romina Melissa  
Ingeniero Civil Ambiental

López Solis, Cristian Andrés  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Martin Sanz, Isidora Ximena  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Martínez Varas, Jorge Alejandro  
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Martínez Arancibia, Guillermo Patricio  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Mellado Francisco, Gonzalo  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Millas Montecinos, Melissa Paz  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Miranda Coopman, Andrea Ximena  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Muñoz Barañao, Cristóbal Ricardo  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Ortiz Molina, Juan Ignacio  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Paul Ossandon, María Ximena  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Pucheu Ramírez, Andrés Felipe  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Reeves Pozo, Diego Esteban  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Rencoret Lioi, Solange Nicole  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Rodríguez Cornejo, Boris Camilo  
Ingeniero Civil, Diploma en Ingeniería Hidráulica  
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Rodriguez Tupper, Raimundo  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Sanchez Hurtado, Gonzalo Andrés  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Sazunic Covarrubias, Nicolás  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Ugarte Millan, Pablo  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Valdés Cáceres, Paulina Andrea  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Valdivieso Pérez, Juan Pablo  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica

Vercellino Zamorano, Felipe Ignacio  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Ambiental

Vergara Lira, Rodrigo  
Ingeniero Civil de Industrias, Diploma en Ingeniería Hidráulica



Universidad de Concepción  
Facultad de Ingeniería  
Departamento de Ingeniería Civil

Barahona Larrere, Miguel  
25-ene-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
Comisión: A.Stehr - C.Meier

Vilches Enriquez, Sergio  
28-abr-11  
Profesor Guía: José Vargas  
Comisión: C. Meier

Amaro Loyola , Pablo  
28-ene-11  
Profesor Guía: Claudio Meier  
Comisión: J. Vargas

Sanhueza Vallejos, Boris  
28-abr-11  
Profesor Guía: José Vargas  
Comisión: C. Meier

Barahona Larrere, Cristian  
02-mar-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
Comisión: A.Stehr-J.Vargas

Breton-Anex-Dit-Chenaud, Felipe  
28-abr-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
C. Meier

Olivares Sepúlveda, Carlos  
30-mar-11  
Profesor Guía: Claudio Meier  
Comisión: D.Caamaño

Maldonado Angelica , María  
28-abr-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
Comisión: C. Meier

Sabat Arriagada, Manuel  
25-abr-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
Comisión: D.Caamaño

Huerta Estrada, Aníbal  
14-oct-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
Comisión: A. Stehr-C.Meier

Araya González, Rodrigo  
27-abr-11  
Profesor Guía: José Vargas  
Comisión: C. Meier

Figueroa de la Hoz, Cristian  
14-oct-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
Comisión: C. Meier

Proboste Sobarzo, Roberto  
10-nov-11  
Profesor Guía: Oscar Link L.  
Comisión: C. Meier

Sandoval Neira, Orlyn  
16-dic-11  
Profesor Guía: Claudio Meier  
Comisión: O. Link

Cisternas Novoa, Raúl  
21-dic-11  
Profesor Guía: Claudio Meier  
Comisión: A. Schwarz

Carvajal Morales, Rodrigo  
29-dic-11  
Profesor Guía: José Vargas  
Comisión: C. Meier



Universidad Técnica Federico Santa María  
Departamento de Obras Civiles

Antonio Díaz Zamorano,  
2011- 01

Estudio de Optimización de Agua de Riego para la Cuenca del Río Choapa  
Profesor Guía: Raúl Galindo

Andrés Repetto Bustamante,  
2011 - 01

Metodología para la Simulación Aleatoria de Temporales  
Profesor Guía: Patricio Winckler

Daniel Araya Robles  
2011 - 03

Propuesta de Mejoramiento del Modelo de Tuberías para Pequeñas Centrales Hidroeléctricas  
y Análisis de Materiales Alternativos al Acero.  
Profesor Guía: Raúl Galindo

David Galaz Nahuelán  
2011 - 03

Modelación Hidrodinámica e Identificación de Zonas de Sedimentación en Redes de  
Alcantarillado.  
Profesor Guía: Ludwig Stowhas

Ignacio Sepúlveda Oyarzún  
2011 - 05

Simulación de Turbinas Hidráulicas para Extracción de Energía de Mareas en Modelos  
Hidrodinámicos, Aplicación en Canal Chacao.  
Profesor Guía: Patricio Winckler.

Francesca Miranda Terán  
2011 - 11

Estimación de Caudales Mensuales Mediante Transferencia Intercuencas Basada en Análisis  
Dimensional  
Profesor Guía: Ludwig Stowhas.

Juan Pablo Jaque Vidal

2011 - 11

Modelo de Diseño Hidráulico y Evaluación Económica para Sistemas de Elevación de Agua Potable.

Profesor Guía: Raúl Galindo.

Marilena Lira Urbina

2011 - 12

Modelación del Comportamiento de Consumo de Agua Potable, Estanques de Regulación Zona Quilpué-Villa Alemana

Profesor Guía: Ludwig Stowhas.



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

Castro Contreras , Rodrigo  
20-01-2011

Análisis de la vulnerabilidad hidráulica de puentes ante la acción de crecidas, aplicación en cuencas de la zona central.

Profesor Guía: R. Alejandro López Alvarado

Elorrieta Decombe , Isabel  
26-08-2011

Modelación hidrológica a nivel diario en la cuenca alta del río Choapa usando el modelo hbv.

Profesor Guía: Alexandra Jacquin Sotomayor

Fanta Garrido, Enrique  
20-04-2011

Sistema de saneamiento para la localidad rural de Huiro, región de los ríos.

Profesor Guía: Jackeline González Blandón

Gloria Vargas, Hugo  
28-10-2011

Efectividad de los programas de estimulación de precipitaciones en la cuenca del río Cachapoal.

Profesor Guía: Jackeline González Blandón

Loyola Bermudez , Juan  
14-01-2011

Modelación numérica de la hidrodinámica en rompeolas de baja cota de Coronación.

Profesor Guía: Alexandra Jacquin Sotomayor

Torres Benavente, Esteban  
10-01-2011

Análisis económico de implementar sistemas sustentables en condominios habitacionales: aplicación comuna de Peñalolén.

Profesor Guía: R. Alejandro López Alvarado



