



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**RASTREO DE LA CRECIDA MAXIMA REGISTRADA EN EL RIO BIOBIO,
APLICADO A LA VERIFICACION HIDRAULICA DEL PUENTE LLACOLEN,
REGION DEL BIOBIO, CHILE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

ALFREDO BENITO SOBERON ESCANDON

**PROFESOR GUIA:
YARKO NIÑO CAMPOS**

**MIEMBROS DE LA COMISION:
ELIZABETH REYES CORTEZ
ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS**

**SANTIAGO DE CHILE
2015**

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TITULO DE INGENIERO CIVIL
POR: ALFREDO BENITO SOBERON ESCANDON
FECHA: 20/01/2015
PROFESOR GUIA: YARKO NIÑO CAMPOS**

**RASTREO DE LA CRECIDA MAXIMA REGISTRADA EN EL RIO BIOBIO,
APLICADO A LA VERIFICACION HIDRAULICA DEL PUENTE LLACOLEN,
REGION DEL BIOBIO, CHILE**

Este trabajo consiste en el análisis del comportamiento hidráulico del Puente Llacolén, ubicado sobre el río Biobío, en la ciudad de Concepción, durante la crecida máxima registrada por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, considerando los requerimientos mínimos de diseño presentes en la normativa vigente.

En primer lugar se identifica la crecida máxima registrada por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura” y se construye el hidrograma que describe dicha crecida. En segundo lugar se realiza un análisis hidráulico para determinar si la marea máxima en la desembocadura del río, afecta el eje hidráulico de este, en el sector de ubicación del puente Llacolén. A continuación se elaboran modelos del comportamiento hidráulico del río durante la crecida, utilizando los softwares HEC-RAS y RiverFLO-2D. Luego se hace una comparación y análisis de los resultados. Posteriormente se procede al cálculo de las socavaciones del lecho del río en el sector de ubicación del puente, y finalmente, contando con la socavación y altura máxima de aguas, se verifica si el diseño hidráulico del puente es apto, considerando los criterios de la normativa vigente, para un evento como el de la crecida máxima registrada.

Inicialmente se comprueba que, según los datos registrados por la estación fluviométrica, la crecida máxima registrada corresponde a la ocurrida entre los días 9 y 16 de julio de 2006, además, después de realizar el análisis estadístico de dichos datos, se concluye que esta crecida cuenta con un periodo de retorno de 41 años. A continuación, mediante la confección de modelos hidráulicos, se demuestra que cuando el río presenta su caudal base, la influencia de la variación de la cota de marea llega aproximadamente hasta 7 km aguas arriba desde la desembocadura del río, por lo que se determina que no alcanza a influir en el nivel máximo del agua en el sector de ubicación del puente Llacolén.

Del análisis de los resultados y la comparación entre los modelos HEC-RAS y RiverFLO-2D, se concluye que ambos modelos dan resultados similares, sin apreciarse diferencias significativas entre ellos ni con los antecedentes de terreno disponibles. Por lo que ambos modelos son considerados una buena aproximación al comportamiento real del río durante la crecida de julio de 2006, según los antecedentes de que se dispone.

Finalmente, como resultado de la modelación hidráulica, se obtiene una revancha durante la crecida máxima registrada, que varía entre 1.18 m y 0.8 m dependiendo del modelo, siendo 1 m la revancha mínima exigida por la normativa vigente, por lo que se concluye que el puente Llacolén, en la situación más desfavorable, no cumple con la revancha mínima necesaria como para ser considerado seguro desde el punto de vista hidráulico. Lo que se debe a que el puente fue diseñado y construido antes de que se produjera la crecida de julio de 2006, cuyo registro aumentó los caudales para todos los periodos de retorno.

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Introducción general.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Metodología	2
1.4	Organización del informe	3
1.4.1	Introducción	3
1.4.2	Revisión bibliográfica.....	3
1.4.3	Recopilación de antecedentes.....	3
1.4.4	Estudio hidrológico.....	4
1.4.5	Modelos hidráulicos	4
1.4.6	Estudio de socavaciones	4
1.4.7	Verificación hidráulica del puente Llacolén	4
1.4.8	Ejes hidráulicos para periodos de retorno de 100 y 150 años	4
1.4.9	Conclusiones	4
1.4.10	Bibliografía	4
2.	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	Hidrología	5
2.2	Modelos hidráulicos	11
2.3	Marea máxima	15
2.4	Socavación	15
2.5	Verificación hidráulica del puente	22
3.	RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES.....	23
3.1	Registros de la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”	23
3.2	Cartografía IGM 1:50000	26
3.3	Batimetrías del sector de análisis del río Biobío.....	27
3.4	Información de cotas de marea en la zona de la desembocadura del río.....	27
3.5	Antecedentes de mecánica de suelos.....	28
3.6	Información de diseño y estructuras del puente Llacolén	29
4.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	30
4.1	Análisis de datos	30
4.2	Determinación del periodo de retorno asociado a la crecida máxima registrada y de caudales asociados a distintos periodos de retorno	34
4.3	Construcción del hidrograma correspondiente a la crecida máxima registrada	38
5.	MODELOS HIDRÁULICOS.....	46
5.1	Modelo unidimensional HEC-RAS.....	46
5.1.1	Determinación del coeficiente de rugosidad de Manning	47
5.1.2	Análisis de sensibilidad del modelo hidráulico respecto a la influencia de la cota máxima de marea en la desembocadura del río.....	49
5.1.3	Modelo HEC-RAS en régimen permanente, utilizando el caudal máximo que alcanzó la crecida de julio de 2006	63

5.1.4	Modelo HEC-RAS en régimen no permanente, utilizando el hidrograma de la crecida de julio de 2006	68
5.2	Modelo bidimensional RiverFlo-2D	72
5.3	Comparación de los resultados entregados por los modelos HEC-RAS y RiverFLO-2D	83
6.	ESTUDIO DE SOCAVACIONES	89
6.1	Generalidades.....	89
6.2	Granulometría del cauce	89
6.3	Socavación general.....	90
6.3.1	Cálculo de la socavación general considerando régimen permanente	90
6.3.2	Cálculo de la socavación general considerando régimen no permanente.....	93
6.4	Socavación local en estribos	96
6.4.1	Cálculo de la socavación local en estribos considerando régimen permanente.....	96
6.4.2	Cálculo de la socavación local en estribos considerando régimen no permanente.....	97
6.5	Socavación local en cepas	97
6.5.1	Cálculo de la socavación local en cepas considerando régimen permanente.....	98
6.5.2	Cálculo de la socavación local en cepas considerando régimen no permanente.....	98
6.6	Socavación combinada	99
7.	VERIFICACIÓN HIDRÁULICA DEL PUENTE LLACOLÉN	100
7.1	Generalidades.....	100
7.2	Revancha mínima.....	100
7.3	Tipo de fundaciones	101
8.	EJES HIDRÁULICOS PARA PERIODOS DE RETORNO DE 100 Y 150 AÑOS	103
8.1	Generalidades.....	103
8.2	Modelo HEC-RAS en régimen permanente, para periodo de retorno de 100 años.....	103
8.3	Modelo HEC-RAS en régimen permanente, para periodo de retorno de 150 años.....	107
9.	CONCLUSIONES	111
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	114

1 Introducción

1.1 Introducción general

Dentro de la red vial de Chile existe una gran cantidad de puentes, los que cumplen una función de suma importancia en lo que se refiere a la comunicación y desarrollo del país. Algunos de ellos cuentan con una especial relevancia debido a su ubicación o función dentro de la red de caminos, por lo que su salida del sistema vial, provocaría un daño importante a la calidad de vida y economía de los usuarios. Esto se hace especialmente evidente en el caso de la ocurrencia de eventos naturales catastróficos, que puedan afectar su integridad estructural, la seguridad de los usuarios o ambas, impidiendo el uso de estas estructuras. Por ello adquiere gran importancia, verificar que los puentes considerados de mayor relevancia, cuenten con las características mínimas en su diseño, exigidas por la normativa vigente en el país.

Cuando ocurrió un evento natural extremo como fue el terremoto del 27 de Febrero del año 2010, que afectó toda la zona centro sur del país, especialmente la Región del Biobío, se demostró la importancia vital para la ciudad de Concepción, de contar con los puentes necesarios sobre el río Biobío, para cubrir la demanda de tráfico vial que presenta dicha ciudad. Así como los sismos de gran magnitud, las crecidas extremas también pueden afectar de forma catastrófica la infraestructura vial emplazada sobre cauces naturales, por este motivo se eligió realizar la verificación hidráulica del puente Llacolén, que fue el único puente vial de Concepción que continuó en funcionamiento sobre el Biobío después del terremoto y en esas circunstancias se convirtió en un elemento vital para la conectividad de la zona. Por situaciones como esta es que se debe dar la importancia fundamental que tiene el que los puentes del sistema vial, cuenten con la suficiencia hidráulica adecuada, en el caso de crecidas que se encuentran en el límite de lo exigido por la normativa vigente en el país, dando garantías de seguridad y continuidad al transporte terrestre en Chile.

Para el respaldo de la metodología empleada en el desarrollo del trabajo de título, se hace referencia principalmente a algunos textos que están relacionados directamente con cada una de las actividades fundamentales que requiere este trabajo.

Para la verificación hidráulica del puente se requiere determinar el caudal, el cual se obtiene mediante un estudio hidrológico. En el marco de este estudio se hace uso de textos de Hidrología tales como: Chow et al. (1998), Linsley et al. (1980) y Espíldora (1975). Además se realizan modelos hidráulicos del río, para describir el comportamiento de éste. En este trabajo se utilizan dos modelos, el HEC-RAS (modelo unidimensional) y el RiverFLO-2D (modelo bidimensional). Para la obtención de la influencia de las mareas en el comportamiento del río en el sector de ubicación del puente, se usa el texto “Tablas de Marea de la Costa de Chile”, Servicio Hidrográfico y Oceanográfico SHOA, años 2000 a 2012. Para el cálculo de la socavación se utilizan los métodos descritos en los textos “Manual de Carreteras, Volumen 3, Instrucciones y Criterios de Diseño” (Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, 2012) y “Diseño Hidráulico de Puentes” (Ayala, 1983).

1.2 Objetivos

Objetivo general:

Hacer un análisis del comportamiento hidráulico del puente Llacolén ante el evento de la crecida máxima registrada por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”.

Objetivos específicos:

- Identificar la crecida máxima registrada en el río Biobío, realizar un modelo hidrológico que represente dicha crecida y determinar su periodo de retorno.
- Determinar si la marea máxima en la desembocadura del río Biobío, afecta el eje hidráulico de este, en el sector de ubicación del puente Llacolén.
- Realizar un modelo hidráulico de la crecida máxima registrada, para determinar los parámetros hidráulicos en el sector de ubicación del puente Llacolén.
- Realizar el modelo mecánico fluvial del río en el sector del puente Llacolén, para obtener la socavación del lecho en el puente.
- Verificar la suficiencia hidráulica del puente, considerando los requerimientos mínimos de diseño presentes en la normativa vigente, en el caso de ocurrencia de un evento de las características de la crecida máxima registrada.

1.3 Metodología

Recopilación de antecedentes necesarios para el desarrollo del trabajo

Se obtendrá todos los registros de la estación fluviométrica más cercana al puente y cartas IGM 1:50000 de la zona. Además, se recopilará la información topográfica de batimetrías del río en la zona en estudio, los datos de marea en la zona de la desembocadura del río y los antecedentes de mecánica de suelos en el lecho del río. Por último, se recopilarán antecedentes (memorias y planos) pertenecientes a la estructura del puente.

Estudio hidrológico del río Biobío

Se identificará la crecida máxima registrada en el río Biobío y se construirá, a partir de los datos registrados por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, el hidrograma correspondiente a dicha crecida. Además se determinará el periodo de retorno asociado, el cual se comparará con los periodos de retorno utilizados para la verificación de un puente vial.

Determinación de la influencia en el eje hidráulico del río, en el sector de ubicación del puente Llacolén, de la cota máxima de mareas en la desembocadura del río

Se trata de confirmar o desestimar la influencia de la marea en la zona de emplazamiento del puente Llacolén, así como el comportamiento hidráulico de éste, producto de esta condición. A través del análisis de las tablas de mareas, correspondientes a la zona de la desembocadura del río Biobío, se estimará la condición de pleamar máxima. Es decir, se superponen la máxima cota de marea en sicigias, más la marea meteorológica, más el oleaje, y esta cota de pleamar máxima se

impone como condición de borde en la salida del modelo hidráulico, entonces se ejecuta nuevamente el modelo y se comparan los resultados con el modelo hidráulico calculado sin considerar la influencia de las mareas.

Elaboración del modelo hidráulico de la crecida máxima del río, en la zona en estudio

Con el caudal obtenido en el estudio hidrológico, para la crecida máxima del río, utilizando los softwares RiverFLO-2D de modelación hidráulica en dos dimensiones y HEC-RAS de modelación hidráulica en una dimensión, se modelará el eje hidráulico del río Biobío en la zona de análisis, en una longitud de aproximadamente 10 kilómetros hacia aguas arriba, desde la desembocadura del río. De esta forma, se obtendrán las velocidades y alturas de agua para los distintos pasos de tiempo en que está dividido el tiempo total que dura la crecida. Es objetivo de este punto comparar los resultados arrojados por ambos modelos con los antecedentes y la información de campo recopilada.

Elaboración del modelo mecánico fluvial del río en el sector del puente Llacolén, para obtener la socavación del lecho en el puente

Con la información obtenida de los modelos hidráulicos realizados para la crecida máxima del río, y además con la información de mecánica de suelos del lecho del río Biobío, se obtendrá la socavación del lecho del río en el puente, utilizando las metodologías descritas en las normativas de diseño para puentes viales, incluidas en el Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas.

Verificación hidráulica del puente

Mediante la comparación de los resultados obtenidos, para la altura máxima de aguas y la socavación del lecho, con los parámetros mínimos de diseño del Manual de Carreteras, exigidos para los puentes que componen la red pública de caminos de Chile, se determinará si el puente es apto desde el punto de vista hidráulico, en el caso de un evento de las características de la crecida máxima registrada, de acuerdo a los estándares mínimos exigidos por la autoridad competente.

1.4 Organización del informe

El informe se organiza en diez capítulos, los que se describen brevemente a continuación.

1.4.1 Introducción

Se pone en contexto y describe el trabajo a realizar, explicando la motivación de este, así como sus objetivos y metodología.

1.4.2 Revisión bibliográfica

Se realiza una exposición y descripción de los temas y tópicos teóricos, provenientes de textos y estudios anteriores, que fueron utilizados en el desarrollo del presente trabajo.

1.4.3 Recopilación de antecedentes

Se presenta la información técnica utilizada, por ejemplo: datos fluviométricos, cartografía de la zona, información topográfica, datos de marea, antecedentes de mecánica suelos, etc.

1.4.4 Estudio hidrológico

Se desarrolla el estudio hidrológico asociado a la crecida máxima registrada en el río Biobío por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, ubicada en la ribera sur, aproximadamente 700 m aguas arriba de la ubicación del puente Llacolén.

1.4.5 Modelos hidráulicos

En este capítulo, en primer lugar se determina mediante modelación hidráulica, la influencia de la cota de la marea máxima en la altura de agua en la zona de ubicación del puente, en segundo lugar se construyen los modelos hidráulicos HEC-RAS y RiverFLO-2D para la crecida máxima registrada, y finalmente se realiza una comparación de los resultados entregados por ambos modelos.

1.4.6 Estudio de socavaciones

Se realiza el cálculo de las socavaciones del lecho del río, en el sector de ubicación del puente Llacolén, utilizando métodos de cálculo recomendados por el Manual de Carreteras.

1.4.7 Verificación hidráulica del puente Llacolén

En este capítulo se verifica la suficiencia hidráulica del puente Llacolén, en el caso de ocurrencia de un evento de las características de la crecida máxima registrada, considerando los requerimientos mínimos de diseño presentes en la normativa vigente.

1.4.8 Ejes hidráulicos para periodos de retorno de 100 y 150 años

Se desarrollan los modelos hidráulicos para los periodos de retorno de 100 y 150 años, los que corresponden, de acuerdo a la normativa vigente (Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad), a los periodos de retorno de diseño y verificación, respectivamente, para un puente vial de las características e importancia del puente Llacolén.

1.4.9 Conclusiones

Se presentan las conclusiones y comentarios finales del estudio realizado.

1.4.10 Bibliografía

Listado de todos los libros, manuales e informes, que fueron utilizados para la realización de este estudio.

2 Revisión bibliográfica

2.1 Hidrología

La hidrología aborda el estudio de la distribución espacial y temporal del agua tanto en la atmósfera como en la superficie terrestre. El objetivo fundamental de la hidrología es el estudio de las relaciones existentes entre el agua y el ambiente en el que se moviliza. En el ámbito del diseño de ingeniería, la hidrología tiene una enorme importancia, pues es utilizada para determinar la cuantía, distribución espacial y temporal de crecidas, lo cual es útil para tomar decisiones en cuanto a la construcción y el dimensionamiento de estructuras hidráulicas.

En este trabajo de titulación se abordan varias metodologías hidrológicas desarrolladas para la determinación de parámetros y características de crecidas. Es así como se aborda el tema del hidrograma, su construcción y características, tomando como referencia la literatura clásica, por ejemplo, la publicación de Linsley et al. (1980). También se citan aplicaciones reales de estas metodologías, las que han sido aplicadas con ocasión de estudios de ingeniería en el río Biobío, tales como el "Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío" desarrollado para el Ministerio de Obras Públicas en el año 1998.

Un aspecto hidrológico abordado es el relacionado con el desarrollo del análisis de frecuencias, específicamente en el caso particular de este trabajo de titulación, se utiliza con la finalidad de obtener el periodo de retorno asociado a una crecida conocida.

Construcción de un hidrograma de una crecida conocida.

De acuerdo con la literatura referida al tema de la hidrología, es posible construir el hidrograma de una crecida conocida a partir de los registros tomados por una estación fluviométrica. El método consiste en construir un hidrograma simple de dicha crecida.

En el texto de Linsley et al. (1980), se especifica que un hidrograma consta de tres partes fundamentales, una rama ascendente, un segmento de cima y una rama descendente o de recesión.

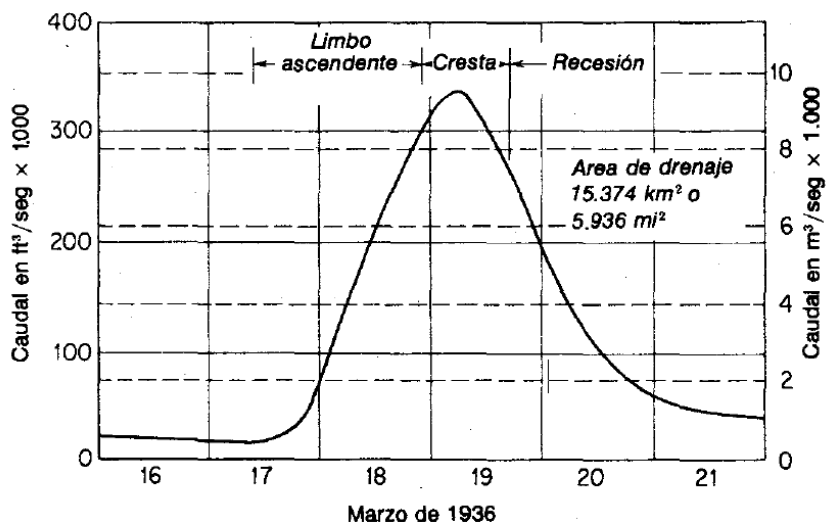


Figura 2.1: Hidrograma típico, río Potomac en Shepherdstown Virginia, EE.UU.
Fuente: Linsley et al. (1980).

La rama ascendente o curva de concentración se inicia con un caudal base y puede ser estimado a partir de información estadística registrada en otras crecidas. De acuerdo con Linsley et al. (1980), la forma de la rama ascendente está definida por las características de la lluvia que en definitiva produce el ascenso.

En el estudio "Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío" desarrollado para la Unidad Ejecutiva de Obras Públicas perteneciente a la Unidad Ejecutiva de Concesiones, Aeroportuarias y Multiseccionales del Ministerio de Obras Públicas, realizado en 1998 por el consorcio conformado por CCP-AC Ingenieros Consultores Ltda., se utilizó una expresión basada en una aproximación de onda cinemática para construir la rama ascendente del hidrograma cuya fuente es Overton and Meadows, "Dynamic Hydrology" (1970). Esta es:

$$Q_t = Q_0 \left(\frac{t}{t_0} \right)^K \quad (2.1.1)$$

En este estudio se utiliza una variación de esta ecuación, en la que se incluye el caudal base del río, esta ecuación es la siguiente:

$$Q_t = (Q_0 - Q_{base}) \left(\frac{t}{t_0} \right)^K + Q_{base} \quad (2.1.2)$$

dónde:

Q_t =caudal en el tiempo t

Q_0 =caudal en el tiempo t_0

Q_{base} =caudal base

K =coeficiente de la curva de concentración

La curva descendente o curva de recesión, tiene su inicio cuando cesa la escorrentía superficial hacia el sistema de cauces que evacuan la cuenca, por lo que la curva de recesión representa el aporte de agua almacenada dentro de la hoya hidrográfica. En la publicación de Linsley et al. (1980), se indica que la curva de recesión puede construirse, en forma general, mediante la siguiente relación:

$$Q_t = Q_0 K_r^t \quad (2.1.3)$$

siendo:

Q_t =caudal t unidades de tiempo después de Q_0

Q_0 =caudal en cualquier momento

K_r =coeficiente de recesión, el valor puede ser obtenido con información de crecidas observadas

Es importante recalcar que esta misma expresión ha sido utilizada para construir la curva de recesión de los hidrogramas de crecida del río Biobío en el Estudio "Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío", nombrado anteriormente.

Estimación de periodos de retorno asociados a crecidas conocidas (método basado en el análisis de frecuencias de datos fluviométricos).

Para determinar el periodo de retorno asociado a una crecida conocida, es necesario construir la relación inversa de la distribución de probabilidad, de modo de obtener el periodo de retorno teniendo como dato de entrada la magnitud del caudal máximo de dicha crecida conocida.

El primer paso del procedimiento tiene relación con obtener el tipo de distribución más apropiado, utilizando para ello un análisis de frecuencias.

El análisis de frecuencia relaciona la magnitud de un evento con su frecuencia de ocurrencia, mediante el uso de distribuciones de probabilidad. A través de esta metodología es posible determinar las crecidas máximas, mediante registros de crecidas medidos en una estación fluviométrica, fue a través de este medio que en el “Estudio de Factibilidad del Nuevo Puente Biobío en Concepción República de Chile” (1994), fueron determinados los caudales de diseño para el puente Llacolén existente, el que es objeto de análisis en este trabajo de titulación.

Se sabe además, que en un análisis de frecuencias, la magnitud de los eventos de crecida está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia (periodo de retorno). Es decir, eventos de crecida severos, ocurren menos que eventos de crecida más moderados. En 1998, Varas publica “Hidrología Probabilística”, texto dónde crea un compendio de series de distribución de probabilidad recomendadas para ser utilizadas en diseño de crecidas en Chile, agregando ejemplos de cálculo de dichas distribuciones. Luego, en 2012 el Ministerio de Obras Públicas publica la última versión del Manual de Carreteras, texto en que norma el uso de distribuciones de probabilidad para el diseño de obras viales.

En el texto “Diseño Hidráulico de Puentes” de Ayala (1983) se señala que Weibull en el año 1939 define que es posible asociar una probabilidad y un periodo de retorno a una serie de eventos estadísticos, de acuerdo con la siguiente relación:

$$P = \frac{m}{n+1}100 \quad (2.1.4)$$

$$T = \frac{1}{P} \quad (2.1.5)$$

dónde:

m = número de orden de la precipitación o caudal en orden decreciente

n = número de años de estadística disponible

P = probabilidad de excedencia en porcentaje

T = periodo de retorno

En nuestro país, la metodología de Weibull es muy utilizada y constituye el punto de partida de todo análisis de frecuencia.

Es habitual que en este tipo de análisis se utilicen varias distribuciones de probabilidad con el fin de posteriormente identificar la más apropiada. El Manual de Carreteras (2012), propone una serie de distribuciones apropiadas para realizar análisis de frecuencias. A continuación se resumen, de acuerdo al texto de Varas et al. (1998), las que serán utilizadas en este trabajo de titulación: distribución normal, distribución logaritmo normal, distribución logaritmo Pearson III y distribución de Gumbel.

En la distribución Normal, la función densidad de probabilidad se define como:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{4\pi}\sigma_y} e^{-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} \quad -\infty \leq y \leq \infty \quad (2.1.6)$$

con:

y =evento

μ_y =promedio

σ_y =desviación

$f(y)$ =normal de la muestra

La probabilidad de excedencia de un evento “y” está dado por:

$$y = f^{-1}(P(y \geq Y)) \quad (2.1.7)$$

En que f^{-1} es conocida como la distribución estándar normal inversa. Así, el valor del evento para un determinado período de retorno se obtiene con:

$$P = e^{\sigma_y^{y^{-1}\left(1-\frac{1}{T}\right)+\bar{y}}} \quad (2.1.8)$$

siendo:

y =evento

T =período de retorno

σ_y =desviación estándar de la muestra

\bar{y} =promedio de la muestra

$f^{-1}()$ =distribución normal estándar inversa para una probabilidad dada (valor de la variable aleatoria siguiendo una distribución estándar acumulada)

P =evento asociado al periodo de retorno T

La distribución Logaritmo Normal, es una extensión de la distribución Normal, en la cual los valores logarítmicos de una secuencia son considerados como normalmente distribuidos, se define como:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{4\pi}\sigma_y} e^{-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} \quad -\infty \leq y \leq \infty \quad (2.1.9)$$

con:

y = $\ln(x)$

μ_y = $\overline{\ln(x)}$

σ_y = $\sigma(\ln(x))$

La probabilidad de excedencia de un evento “y” está dado por:

$$y = f^{-1}(P(y \geq Y)) \quad (2.1.10)$$

En que f^{-1} es conocida como la distribución estándar normal inversa. Así, el valor del evento para un determinado período de retorno se obtiene con:

$$x = e^{\sigma y^{-1} \left(1 - \frac{1}{T}\right) + \bar{y}} \quad (2.1.11)$$

siendo:

y =logaritmo del evento

T =período de retorno

σy =desviación estándar del logaritmo de la muestra

$f^{-1}()$ =distribución normal estándar inversa para una probabilidad dada (valor de la variable aleatoria siguiendo una distribución estándar acumulada)

\bar{y} =promedio del logaritmo de la muestra

P =evento asociado al periodo de retorno T

La distribución Log-Pearson III, se basa en los siguientes estadígrafos:

$$S_{\log(x)} = \sqrt{\frac{\sum (\log(x) - \overline{\log(x)})^2}{n-1}} \quad (2.1.12)$$

$$\overline{\log(x)} = \frac{\sum \log(x)}{n} \quad (2.1.13)$$

$$g = \frac{n}{(n-1)(n-2)(S_{\log(x)})^3} \sum (\log(x) - \overline{\log(x)})^3 \quad (2.1.14)$$

dónde:

$\overline{\log(x)}$ =promedio de los logaritmos

$S_{\log(x)}$ =desviación estándar de los logaritmos

g =coeficiente de asimetría de los logaritmos

n =número de datos de la muestra

Calculados estos parámetros, las precipitaciones asociadas a distintos períodos de retorno se obtienen de:

$$x = 10^{\overline{\log(x)} + K S_{\log(x)}} \quad (2.1.15)$$

con:

K =factor de frecuencia para distintos períodos de retorno en función del coeficiente de asimetría (cómo obtener este parámetro se encuentra descrito en el texto de Chow (1994)).

La distribución de Gumbel, está dada por la expresión:

$$F_x = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad (2.1.16)$$

en que:

x = evento

α = parámetro de dispersión

u = módulo de la distribución

así:

$$x = u - \frac{1}{a} \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \quad (2.1.17)$$

en que:

$$a = \frac{S_n}{S_x} \quad (2.1.18)$$

dónde:

$$u = \bar{x} - S_x \frac{\bar{Y}_n}{S_n} \quad (2.1.19)$$

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{(n-1)}} \quad (2.1.20)$$

siendo:

x_i = evento

\bar{x} = promedio de la muestra

\bar{Y}_n = valor medio de la variable reducida

n = número de datos de la muestra

S_x = desviación estándar de la muestra

S_n = desviación estándar de la variable reducida

Los parámetros de la variable reducida son una función del tamaño de la muestra y pueden obtenerse de la publicación de Varas et al. (1998).

La elección de la distribución más apropiada se realiza siguiendo la metodología de determinación de la calidad del ajuste, que ha sido propuesta en la publicación de Pizarro et al. "Elementos Técnicos de Hidrología III" (1993), mediante el cálculo del coeficiente de determinación de la calidad del ajuste R^2 y los test de bondad del ajuste descritos en el Manual de Carreteras (2012).

Finalmente, la distribución de probabilidad seleccionada como la de mejor ajuste, es la que se invierte, de manera de aislar el periodo de retorno en función de un evento de crecida conocido. Producto del avance computacional, es cada vez más fácil construir este tipo de relaciones inversas asociadas a complejas distribuciones de probabilidad, lo que facilita el proceso de cálculo.

2.2 Modelos hidráulicos

A continuación nos referiremos a la obtención de las características hidráulicas de la crecida, a través de la utilización de modelos unidimensionales y bidimensionales fundados en las ecuaciones de Saint-Venant.

Propagación de crecidas.

Los métodos de cálculo existentes para la determinación de crecidas son: el método de rastreo hidrológico y el método hidráulico. Chow (1994), aclara que el método de rastreo hidrológico se diferencia del método hidráulico en que el segundo se basa en solucionar ecuaciones diferenciales de flujo no permanente en canales abiertos, mientras que en el primero no se hace uso directo de esas ecuaciones sino de aproximaciones, lo que lo hace ser, en términos generales, un método más simple, aplicable a un tramo extenso de canal, pero inexacto cuando es utilizado en describir, por ejemplo, el tránsito de una creciente por una confluencia o cuando una presa regula la creciente.

El tratamiento de crecientes considera condiciones ideales, pero la realidad es distinta, los cauces no son uniformes, poseen secciones transversales complejas además de pendiente y rugosidad variables.

Espíldora (1975), expone que en canales y también en cauces naturales, el principal tipo de ondas (fluctuación que experimenta la superficie de agua) que se produce, son las ondas de traslación que son ondas de gravedad que se caracterizan por el desplazamiento apreciable de las partículas de agua en dirección paralela al escurrimiento.

Algunas características de las ondas de crecida naturales son las siguientes:

- No se generan instantáneamente.
- No se generan en un punto específico, la razón de esto es que son producto del efecto acumulativo de las lluvias, que se incorpora en forma distribuida a lo largo del cauce que evacua la cuenca.
- Las ondas naturales de crecida varían en el tiempo y en el espacio.
- Las ondas naturales pueden poseer varios máximos secundarios en la onda principal.

En la medida en que la onda se propaga por el cauce, la forma de la onda de crecida depende a su vez de una serie de factores que es necesario tener en cuenta para aplicar algún método de rastreo, en forma apropiada. Algunos de estos factores son:

- Tasa de variación de la rama ascendente (curva de concentración del hidrograma).
- Magnitud de peak, los peaks mayores se amortiguan más que los menores.
- Pendiente del cauce, mientras mayor es la pendiente, el almacenamiento y el efecto amortiguador del peak es menor.
- Nivel de aguas abajo.
- Longitud del tramo de río considerado, mientras mayor es la longitud, mayor es el efecto amortiguador de la onda de crecida.
- Longitud del peak, mientras más plano es el hidrograma, menor es el efecto amortiguador.

Linsley et al. (1980), expone que las ondas naturales de crecida son algo intermedio entre la traslación pura y el almacenamiento puro, propio de embalses y lagos.

Para determinar los efectos de la propagación de crecidas en ríos, que se traducen en la obtención de valores de niveles de agua y velocidades, se utilizan:

- Modelos hidráulicos en régimen permanente (parámetros como la velocidad, altura de agua y caudal se consideran constantes en el tiempo). Ellos son adecuados cuando la evolución temporal del hidrograma no es un factor relevante y el flujo es eminentemente unidimensional (los cambios de velocidad transversales a la dirección principal del flujo son despreciables). Este tipo de modelos se basan en patrones numéricos sencillos pero de gran eficacia.
- Modelos de flujo no permanente o no estacionario (las magnitudes del flujo son variables en el tiempo). Tal como aparece en el texto “Hidrología Aplicada” de Chow et al. (1998), pueden ser caracterizados mediante las ecuaciones de Saint-Venant. Las ecuaciones de Saint-Venant consisten en una ecuación de continuidad y una ecuación de momentum.

Chow (1994) declara que los computadores pueden ejecutar con facilidad un modelo de una crecida; actualmente, existen programas computacionales diseñados para evaluar la propagación de crecidas, estos programas están en continuo desarrollo, lo que es consecuencia del aumento de la capacidad de los computadores para procesar una mayor cantidad de datos de una manera cada vez más rápida. Algunos de estos programas o modelos corresponden a los siguientes tipos:

i. Modelos unidimensionales

Los modelos unidimensionales (1D), están ampliamente difundidos en el mundo, debido a la sencillez de operación para el usuario y la gratuidad de muchos de estos modelos. El modelo HEC-RAS desarrollado por el Hydrologic Engineering Center, US Army Corp of Engineers (2010), es uno de los programas más utilizados en Chile. Este software permite realizar modelos unidimensionales en régimen permanente o no permanente y además su operatoria es sencilla lo cual es ventajoso para el usuario.

Modelos 1D en régimen permanente (parámetros como la velocidad, altura de agua y caudal se consideran constantes en el tiempo).

Están hoy en día en plena vigencia y validez, para estimación de cotas de agua en el caso de crecidas en las que el factor tiempo no es importante.

Son modelos numéricos sencillos pero eficaces, que pueden considerar cambios de régimen, perfiles con geometrías complejas, singularidades como puentes, alcantarillas, etc.

Para la gran mayoría de los modelos de crecida que se elaboran hoy en día en nuestro país se utiliza este tipo de modelos, ya que son válidos para delimitar zonas inundables o dimensionar estructuras fluviales tales como puentes, defensas fluviales y otros.

En el caso del modelo 1D en régimen permanente, los conceptos teóricos aplicados en el modelo HEC-RAS son los convencionales y corresponden al método de etapas fijas. Conocida la geometría del cauce en términos de perfiles transversales y de planta del sector, su

caracterización rugosa (coeficiente de rugosidad) el caudal y la altura de escurrimiento en una sección inicial 1, se determina por iteraciones la altura en una sección 2, ubicada a una distancia fija conocida, mediante el balance de Bernoulli o energía específica.

$$h_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} = h_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + H_e \quad (2.2.1)$$

en que:

$$H_e = LJ + C \left| \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right| \quad (2.2.2)$$

dónde:

h_1, h_2 =cota superficial en secciones transversales 1 y 2

V_1, V_2 =velocidades medias en secciones 1 y 2

α_1, α_2 =coeficientes que afectan las alturas de velocidad, para compensar la incerteza de suponer una distribución uniforme de la velocidad media en su correspondiente sección

H_e =pérdida total de energía entre secciones

L =distancia entre las secciones; HEC-RAS calcula una longitud equivalente, diferenciando las distancias entre perfiles transversales según se mida por la planicie de inundación ubicada a la izquierda del cauce preferencial, por la planicie ubicada a la derecha y la medida por el cauce propiamente tal, ponderando la gravitación que cada una de estas distancias tenga en el valor de L , de acuerdo a como se reparte el caudal entre estas áreas por separado

J =pendiente de la línea de energía entre secciones; HEC-RAS presenta diversas ecuaciones para estimar este valor

C =coeficiente de expansión o contracción del flujo

Modelos 1D en régimen no permanente (las magnitudes del flujo son variables en el tiempo).

Para simular el régimen variable, hay que solucionar las ecuaciones de Saint-Venant. Los modelos existentes se dividen en dos tipos, los del primero resuelven las ecuaciones de Saint-Venant completas y los del segundo realizan simplificaciones de estas ecuaciones.

La resolución completa de las ecuaciones de Saint-Venant, está contemplada en los siguientes métodos: Método de las características, Diferencias finitas explícitas, Diferencias finitas implícitas y Elementos finitos.

La resolución para las ecuaciones de Saint-Venant simplificada es aquella en que se prescinde de alguno de los términos de la ecuación del movimiento, los métodos en que se aplica, son básicamente los siguientes: métodos hidrológicos en los que se desprecia completamente la ecuación del movimiento, entre ellos están el método de Muskingum y el de Muskingum-Cunge, método de la onda cinemática, método de la onda difusiva y método de la onda dinámica cuasi-permanente.

En el caso del modelo 1D de régimen no permanente, HEC-RAS utiliza ecuaciones basadas en las ecuaciones de Saint-Venant.

ii. Modelos bidimensionales

En los modelos bidimensionales (2D), los parámetros hidráulicos no son constantes en el tiempo. Del mismo modo que en el caso unidimensional (1D), en el modelo bidimensional es necesario resolver las ecuaciones de Saint-Venant, utilizando para ello el método de las características, métodos en diferencias finitas y métodos en elementos finitos. Los modelos bidimensionales tienen un uso menos frecuente que los unidimensionales en nuestro país.

En este trabajo de título se pretende utilizar dos modelos para la evaluación de la propagación de crecidas, uno unidimensional (HEC-RAS) y otro bidimensional (RiverFLO-2D).

Como ya se ha expuesto anteriormente, los modelos bidimensionales (2D) para crecidas son de uso menos frecuente que los unidimensionales, no obstante ello, actualmente la autoridad se está abriendo cada vez más a utilizarlos en el ámbito del diseño de estructuras fluviales de importancia. Tal es el caso del estudio "Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío" (1998), realizado por el consorcio CCP-AC Ingenieros Consultores Ltda. quienes utilizaron el modelo bidimensional Aquadyn, desarrollado por HydroQuebec Canadá, con ocasión del estudio de recuperación de terrenos en la ribera norte del río Biobío, que incluía una longitud importante de defensas fluviales en el sector de Concepción, proyecto desarrollado para el Ministerio de Obras Públicas.

En este trabajo de titulación se utilizará el modelo bidimensional RiverFLO-2D desarrollado por Hydronia, LLC., cuyas ecuaciones fundamentales son las siguientes:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + U \frac{\partial UH}{\partial x} + \frac{\partial VH}{\partial y} = 0 \quad (2.2.3)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau_{bx}}{\rho H} = 0 \quad (2.2.4)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\tau_{by}}{\rho H} = 0 \quad (2.2.5)$$

De estas tres ecuaciones, la primera corresponde a la conservación del volumen o ecuación de continuidad y las siguientes dos ecuaciones son las ecuaciones de momentum en las direcciones x (dirección axial del sistema coordenado) e y (dirección transversal del sistema coordenado), respectivamente. El parámetro η es la cota de la superficie del agua, H es la profundidad y U y V corresponden a las velocidades en las direcciones x e y respectivamente; ρ es la densidad del agua y g la aceleración de gravedad.

Las variables de corte en el borde τ_{bx} y τ_{by} están definidas como:

$$\tau_{bx} = \frac{gn^2 U \sqrt{U^2 + V^2}}{H^{\frac{4}{3}}} \quad (2.2.6)$$

$$\tau_{by} = \frac{gn^2 V \sqrt{U^2 + V^2}}{H^{\frac{4}{3}}} \quad (2.2.7)$$

siendo n el coeficiente de Manning.

2.3 Marea máxima

El puente Llacolén se encuentra ubicado aproximadamente a 8,5 km de la desembocadura del río Biobío, por lo que se realizará un estudio de la influencia de la cota de marea máxima en la desembocadura del río, en el nivel que alcanza el agua en el sector de ubicación del puente. Para esto se utilizará la publicación “Tablas de Marea de la Costa de Chile”, del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA).

La evaluación de la marea máxima consiste básicamente en la determinación de los niveles del mar frente a la desembocadura del río. En las tablas de marea de la costa de Chile se encuentran los niveles máximos y mínimos diarios, así como el nivel medio del mar referido al nivel de reducción de sonda del puerto patrón utilizado. Las predicciones de marea de los puertos nacionales que se incluyen en las tablas de Mareas, han sido procesadas en el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA), en base a registros obtenidos en la Red de Estaciones Permanentes de Marea y a observaciones de corto periodo efectuadas en estaciones transitorias de mareas.

El análisis consiste en estimar los niveles de las mareas extremas esperadas en el lugar de análisis, estas son aquellas de origen astronómico y las de origen no astronómico, a partir de la información entregada por el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada en los diferentes puertos patrones y capitanías de puerto del país:

$$\text{Marea máxima} = \text{Máxima marea astronómica} + \text{Máxima marea no astronómica} \quad (2.3.1)$$

a) Componentes astronómicas de la marea:

Esta es la componente más importante de la marea máxima y es producida por la atracción gravitacional de la luna y en menor grado del sol.

b) Componentes no astronómicas de la marea:

Las componentes no astronómicas de la marea (meteorológicas y otras), tienen un orden de magnitud mucho menor al que posee la marea astronómica, por lo tanto son consideradas correcciones de esta. Los efectos de corrección que se aplican habitualmente son los siguientes: sobre elevación de la marea por efecto invernadero, sobre elevación de la marea por viento y sobre elevación de la marea por presión atmosférica.

2.4 Socavación

La socavación es un fenómeno que es el resultado de la acción erosiva del agua sobre el material que compone el lecho de un cauce y corresponde a una de las causas más comunes de falla en estructuras de puentes. Ayala en su texto “Diseño Hidráulico de Puentes” (1983), expone que “*la socavación es el descenso local que experimenta un lecho móvil con respecto a su nivel natural, debido a un desbalance entre la capacidad erosiva de una corriente y el suministro de sedimento.*”

Este descenso afecta a las pilas y estribos de puentes como asimismo a toda estructura cuya fundación esté inserta en un lecho móvil”.

Cuando existe arrastre de sedimentos desde aguas arriba hasta el sitio de análisis y además parte del sedimento se deposita en la fosa de socavación, se denomina “Socavación de Lecho Móvil o Lecho Vivo”. Del mismo modo, cuando no existe arrastre de sedimentos de lecho desde aguas arriba al sitio de análisis y por lo tanto no hay reabastecimiento de materiales en la fosa de socavación, se llama “Socavación de Agua Clara”. Si adicionalmente la corriente genera en el punto de ubicación de la estructura la condición de arrastre crítico, es decir, se genera el umbral del transporte de sedimento, la socavación alcanza el máximo. Es en esta condición que se generan los máximos desequilibrios entre la capacidad de arrastre del flujo y la capacidad de arrastre del sedimento desde aguas arriba del cauce, lo que se traduce en que la capacidad de socavación supera la capacidad de reabastecimiento de la fosa que en este caso es nula.

Ayala (1983) hace una recopilación de metodologías destinadas específicamente al diseño hidráulico de puentes. En el año 2012, el Ministerio de Obras Públicas libera la última edición del Manual de Carreteras, obra que en su texto recoge muchas de las metodologías ya expuestas por Ayala en el año 1983. En el Volumen 3 del Manual de Carreteras se expone una serie de metodologías destinadas y recomendadas específicamente para el diseño de obras de ingeniería vial. Las metodologías, destinadas a obtener la socavación general, descritas en el Manual de Carreteras constituyen un criterio conservador y están basadas en el concepto de arrastre crítico.

Los tipos de socavación que afectan a la estructura de un puente son de tres tipos: socavación general (producto del estrechamiento), socavación local en cepas o pilas (producto de la interferencia de estos elementos ante el flujo) y la socavación local en estribos (producto de la penetración del estribo en el cauce).

i. Socavación general:

La socavación general se produce por el incremento en la capacidad de arrastre de fondo del escurrimiento, en la sección contraída por el puente. La estimación de la socavación en el fondo de un cauce para un puente, puede obtenerse a través de los siguientes métodos:

- **Método de Neill de subsecciones propuesto por el Manual de Carreteras (2012).**

El método es aplicable a sedimentos naturales, para ser desarrollado por franjas o subsecciones.

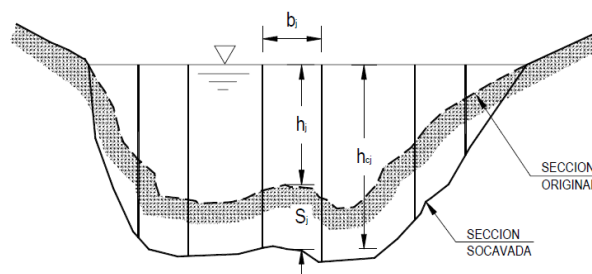


Figura 2.2: Esquema para cálculo de socavación general según método de Neill.
Fuente: Volumen 3 del Manual de Carreteras (2012).

En sedimentos finos:

$$hcj \ln\left(\frac{12hcj}{ks}\right) = \frac{qj}{0.787\sqrt{gD}} \quad (2.4.1)$$

En sedimentos gruesos:

$$hcj = \left(\frac{qj}{1.81\sqrt{gD^{0.33}}}\right)^{0.855} \quad (2.4.2)$$

con:

$$qj = \frac{Qj}{Bj} \quad (2.4.3)$$

$$Sj = hcj - hj \quad (2.4.4)$$

dónde:

- hcj = altura de escurrimiento en la franja socavada (m)
- hj = profundidad máxima del escurrimiento (m)
- Sj = socavación de la franja j
- D = diámetro representativo del sedimento del lecho (m)
- ks = aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga
- g = aceleración de gravedad (m/s²)
- Qj = caudal total de la franja (m³/seg)
- Bj = ancho de la franja (m)
- qj = caudal de la franja por unidad de ancho (m²/seg)

- **Método de Lischtván - Levediev descrito en el Manual de Carreteras (2012).**

Este método también se encuentra descrito en Ayala (1983), y está recomendado por el Manual de Carreteras para ser desarrollado por franjas o subsecciones.

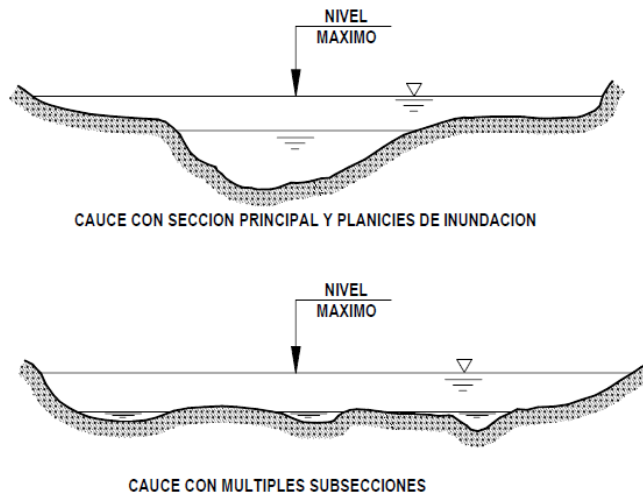


Figura 2.3: Esquema para cálculo de socavación general según el método de Lischtván-Levediev. Fuente: Volumen 3 del Manual de Carreteras (2012).

Para sedimentos no cohesivos:

$$hsocj = \left(\frac{qj}{0.68 \beta D^{0.28} \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad (2.4.5)$$

Para sedimentos cohesivos:

$$hsocj = \left(\frac{qj}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18} \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad (2.4.6)$$

dónde:

hsocj = altura de escurrimiento en la franja socavada j (m)

qj = caudal por unidad de ancho (m³/m/s)

D = diámetro representativo del sedimento del lecho (mm)

γ_s = peso volumétrico del material seco (ton/m³)

β = coeficiente en función de la probabilidad de excedencia, Tabla 3.707.405.A del volumen 3 del Manual de Carreteras (2012)

ψ = coeficiente que considera la influencia del sedimento en suspensión, según la Tabla 3.707.405.B del volumen 3 del Manual de Carreteras (2012)

χ = parámetro de la fórmula de arrastre crítico según la Tabla 3.707405.B del volumen 3 del Manual de Carreteras (2012)

En cauces con múltiples subsecciones, se utiliza la siguiente expresión para cada franja:

$$hsocj = \left(\frac{qj}{Vc1} \right)^{0.536} \quad (2.4.7)$$

$$qj = \frac{Qj}{Bj} \quad (2.4.8)$$

dónde:

Vc1 = velocidad crítica obtenida de la Tabla 3.707.405 D del volumen 3 del Manual de Carreteras (2012)

Qj = caudal total de la franja (m³/seg)

Bj = ancho de la franja (m)

La socavación de la franja o subsección j, queda definida como:

$$Sj = hsocj - hj \quad (2.4.9)$$

dónde:

Sj = socavación en la sección j (m)

hj = profundidad máxima del escurrimiento (m)

- **Método de Neill, descrito en Ayala (1983).**

Originalmente este método fue descrito en el “Guide to Bridge Hydraulics” (publicación de la Transportation Association of Canada) para luego ser recogido en Ayala (1983). Básicamente consiste en una comparación de la velocidad media del escurrimiento con la velocidad crítica de arrastre del sedimento. El método no fue incluido en la recapitulación de 2012 realizada por el Manual de Carreteras, no obstante sigue siendo un método utilizado en el diseño de puentes producto de su simplicidad de aplicación.

$$A_c = \frac{Q}{V_c} \quad (2.4.10)$$

$$h_c = \frac{(h_0 A_c)}{A_0} \quad (2.4.11)$$

dónde:

V_c = velocidad crítica de arrastre obtenida del gráfico de Shields adaptado por Neill, conocida la altura de agua en la sección de cálculo h_0 y D_{50} (diámetro medio del suelo del lecho) (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A_0 = área de la sección de cálculo (m^2)

De este modo, la socavación se obtiene de:

$$Soc = h_c - h_0 \quad (2.4.12)$$

- **A través del software HEC-RAS.**

Existe en el programa dos formas de cálculo de socavación por contracción. Los métodos utilizados han sido publicados en la Circular N°18 de Ingeniería Hidráulica de la FHWA (Federal Highway Administration) publicada en 1995 y son los siguientes:

- Live-Bed, donde la cama de material es transportada dentro de la sección contraída del puente desde la sección de aproximación de aguas arriba. Este método está basado en la versión modificada de la ecuación de Laursen (1960).
- Clear-water, donde la socavación ocurre cuando el sedimento transportado en la sección de aproximación no contraída es menor que la capacidad de transporte del flujo. Este método está basado en las investigaciones a partir de Laursen (1963).

ii. Socavación local en estribos:

Se estima la existencia de socavación en el estribo, sólo cuando este se encuentra en contacto con el flujo de agua. Los métodos utilizados son los siguientes.

- **Melville, Manual de Carreteras (2012).**

Esta ecuación, constituye una versión actualizada de varios autores tomando en cuenta diversos actores que intervienen en el proceso. El método de Melville estima la socavación en el estribo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{S_c}{h} = K_\phi K_F K_h K_\sigma K_I \quad (2.4.13)$$

dónde:

- Sc =socavación al pie del estribo
- h =altura local del escurrimiento
- K_φ =factor del ángulo de esviaje de la estructura
- K_F =factor de forma del estribo
- K_h =factor de profundidad del flujo
- K_σ =factor de dispersión granulométrica
- K_I =factor de intensidad de flujo

- **A través del software HEC-RAS.**

Existen en el programa dos métodos de cálculo de socavación en estribos. Los métodos utilizados han sido publicados en la Circular N°18 de Ingeniería Hidráulica de la FHWA (Federal Highway Administration) publicada en 1995 y son los siguientes:

- HIRE Equation, método que está basado en observaciones experimentales desarrolladas en el río Mississippi.
- Froehlich Equation, Froehlich analizó en laboratorio 170 formas de socavación en live-bed, mediante análisis de regresión.

iii. Socavación local en cepas:

Los métodos utilizados son los siguientes:

- **Método de Breusers, Nicollet y Shen (BNSh), Volumen 3 del Manual de Carreteras (2012).**

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right) \quad (2.4.14)$$

dónde:

S_c =socavación máxima debida a la presencia de la pila (m)

b =diámetro de la pila (m)

h =altura del escurrimiento (m)

- **Método de Richardson, Volumen 3 del Manual de Carreteras (2012).**

$$\frac{S_c}{b} = 2 \left(\frac{h}{b} \right)^{0.35} F^{0.43} = 2.38 \quad (2.4.15)$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2.4.16)$$

dónde:

S_c =socavación máxima debida a la presencia de la pila (m)

b =diámetro de la pila (m)

h =altura del escurrimiento (m)

V =velocidad media (m/s)

g =aceleración de gravedad

Factor de corrección para la socavación al pie de las pilas:

Para tomar en cuenta, en los dos métodos anteriormente descritos, los efectos de: forma de la pila, presencia de varias pilas y dispersión granulométrica del material del lecho, se utiliza el factor de corrección K . El factor de corrección está dado por la siguiente relación:

$$K = k_s k_w k_g k_{gr} k_R k_d \quad (2.4.17)$$

dónde:

k_s =factor de forma

k_w =factor por alineamiento de la pila

k_g =factor debido a la dispersión granulométrica

k_{gr} =factor de presencia de pilas

k_R =factor de afloramiento de la base

k_d =factor de influencia del tamaño del sedimento

- **A través del software HEC-RAS.**

Existe en el programa dos métodos de cálculo de socavación en las cepas. Los métodos utilizados han sido publicados en la Circular N°18 de Ingeniería Hidráulica de la FHWA (Federal Highway Administration) publicada en 1995 y son los siguientes:

- CSU Equation, predice la máxima socavación en la pila, mediante los métodos de live-bed y clear-water.
- Froehlich Equation, método desarrollado por Froehlich en 1991, el que ha sido agregado a HEC-RAS como alternativa al método CSU Equation.

2.5 Verificación hidráulica del puente

Por último se verificará la suficiencia hidráulica del puente Llacolén, considerando los requerimientos mínimos de diseño presentes en el Volumen 3 del Manual de Carreteras (2012), en el caso de que se presente una crecida de las características de la crecida máxima registrada por la estación fluviométrica “Río Biobío en desembocadura”.

3 Recopilación de antecedentes

3.1 Registros de la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”

La Dirección General de Aguas posee una estación fluviométrica denominada “río Biobío en desembocadura”, ubicada en la ribera sur, aproximadamente 700 m aguas arriba de la ubicación del puente Llacolén. Se utilizan los siguientes datos registrados por esta estación para realizar el estudio hidrológico asociado a este trabajo:

Tabla 3.1: Serie de caudales instantáneos diarios máximos anuales, registrados en la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”.

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS						
DIRECCION GENERAL DE AGUAS						
CENTRO DE INFORMACION DE RECURSOS HIDRICOS						
CAUDALES INSTANTANEOS DIARIOS MÁXIMOS ANUALES						
Estación	: RIO BIOBIO EN DESEMBOCADURA					
Código BNA	: 08394001-8		Latitud S	: 36 50 00	UTM Norte	5921409 mts
Altitud	: 5	msnm	Longitud W	: 73 05 00	UTM Este	670644 mts
Cuenca	: Rio Bio-Bio		SubCuenca	: Rio Bio-Bio Bajo	Área de Drena	21217 km2
AÑO	Caudal máximo (m3/s)	Mes	AÑO	Caudal máximo (m3/s)	Mes	
1970	1,325.60	12	1994	8,465.00	7	
1971	6,126.00	7	1995	5,886.00	7	
1972	13,109.60	5	1996	2,938.06	6	
1973	5,028.40	7	1997	8,773.67	6	
1974	9,209.80	6	1998	1,997.43	8	
1975	6,398.00	5	1999	4,147.21	8	
1976	5,435.60	6	2000	9,058.07	7	
1977	1,049.00	1	2001	10,661.26	5	
1982	7,082.93	7	2002	11,124.11	8	
1983	4,142.16	6	2003	12,041.13	6	
1984	7,041.00	7	2004	3,587.79	7	
1985	8,271.01	7	2005	8,336.02	7	
1986	10,392.60	6	2006	16,261.28	7	
1987	5,379.04	7	2007	2,482.04	8	
1988	4,443.13	8	2008	5,864.10	9	
1989	8,070.62	6	2009	4,458.41	6	
1990	5,727.12	9	2010	3,180.10	6	
1991	12,391.26	5	2011	3,845.60	8	
1992	8,411.78	6	2012	5,611.00	5	
1993	8,567.60	6	2013	3,482.40	9	

Los que son utilizados para identificar el año de ocurrencia de la crecida máxima registrada y además sirven para, mediante un análisis de frecuencia, determinar el periodo de retorno asociado a esta crecida y también los caudales asociados a crecidas para distintos periodos de retorno.

Altura limnigráfica y caudal instantáneo:

Una vez se identifica la crecida máxima registrada por la estación, se procede a seleccionar los datos de altura limnigráfica y caudal instantáneo, correspondientes al periodo de duración de la crecida, es decir entre el 9 y el 16 de julio de 2006.

Tabla 3.2: Altura limnigráfica y caudal instantáneo, registrados en la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, entre el 9 y el 16 de julio de 2006.

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS													PAGINA	:	1		
DIRECCION GENERAL DE AGUAS													FECHA	:	14/01/2010		
CENTRO DE INFORMACION DE RECURSOS HIDRICOS																	
ALTURA LIMNIGRAFICA Y CAUDAL INSTANTANEO 07/2006																	
Estación : RIO BIOBIO EN DESEMBOCADURA																	
Código BNA : 08394001-8			Latitud S : 36 50 00			UTM Norte : 5921409			mts								
Altitud : 5 msnm			Longitud W : 73 05 00			UTM Este : 670644			mts								
Cuenca : Rio Bio-Bio			SubCuenca : Rio Bio-Bio Bajo			Area de Drenaje: 21217			km2								
Dia	Hora	Altura (m)	Caudal (m3/s)	I	O	Dia	Hora	Altura (m)	Caudal (m3/s)	I	O	Dia	Hora	Altura (m)	Caudal (m3/s)	I	O
9	03:18	1,61	2.814,03		GRF	9	07:29	1,59	2.744,04		GRF	9	11:24	1,56	2.677,37		GRF
9	15:01	1,55	2.654,30		GRF	9	19:06	1,54	2.619,17		GRF	9	23:14	1,52	2.579,09		GRF
10	04:02	1,51	2.551,53		GRF	10	08:47	1,50	2.514,26		GRF	10	13:00	1,51	2.564,06		GRF
10	17:32	1,58	2.720,96		GRF	10	21:56	1,65	2.900,60		GRF	11	00:51	1,72	3.091,79		GRF
11	04:11	1,81	3.350,85		GRF	11	06:06	1,89	3.590,71		GRF	11	07:14	1,95	3.757,03		GRF
11	08:46	2,02	3.980,20	*	GRF	11	10:28	2,11	4.317,29	*	GRF	11	11:10	2,16	4.489,80	*	GRF
11	11:54	2,20	4.633,99	*	GRF	11	12:58	2,27	4.878,14	*	GRF	12	13:00	4,47	16.261,28	*	GRF
12	16:27	4,37	15.639,04	*	GRF	12	19:17	4,23	14.776,94	*	GRF	12	21:47	4,11	14.048,58	*	GRF
12	23:00	4,01	13.470,22	*	GRF	13	00:28	3,92	12.920,56	*	GRF	13	02:08	3,81	12.244,51	*	GRF
13	03:58	3,69	11.603,99	*	GRF	13	05:43	3,59	11.057,19	*	GRF	13	07:10	3,52	10.641,44	*	GRF
13	08:11	3,45	10.306,92	*	GRF	13	09:34	3,40	10.035,06	*	GRF	13	11:18	3,32	9.614,36	*	GRF
13	13:08	3,26	9.291,93	*	GRF	13	14:54	3,19	8.980,28	*	GRF	13	16:44	3,13	8.693,51	*	GRF
13	18:23	3,07	8.373,48	*	GRF	13	19:37	3,03	8.180,71	*	GRF	13	20:40	2,99	8.036,19	*	GRF
13	21:29	2,96	7.861,23	*	GRF	13	23:15	2,90	7.584,35	*	GRF	14	00:15	2,86	7.436,94	*	GRF
14	04:35	2,72	6.810,41	*	GRF	14	07:25	2,66	6.565,96	*	GRF	14	11:05	2,57	6.204,20	*	GRF
14	15:33	2,45	5.715,79	*	GRF	14	18:16	2,38	5.432,64	*	GRF	14	22:54	2,28	5.079,60	*	GRF
15	03:10	2,22	4.859,48	*	GRF	15	06:48	2,17	4.682,85	*	GRF	15	10:34	2,11	4.489,05	*	GRF
15	13:02	2,08	4.383,69	*	GRF	15	16:30	2,03	4.213,18	*	GRF	15	19:21	2,01	4.124,11	*	GRF
15	22:27	1,97	4.017,17	*	GRF	16	01:43	1,94	3.917,65	*	GRF	16	04:59	1,91	3.816,49	*	GRF
16	08:10	1,88	3.710,72	*	GRF	16	10:55	1,85	3.636,49	*	GRF	16	15:10	1,82	3.536,63	*	GRF
16	19:08	1,79	3.443,77	*	GRF	16	23:10	1,76	3.375,80	*	GRF						
* : Caudal en Zona Extrapolada de la Curva													FOR : Formulario				
<u>INDICADORES</u> < : Caudal Menor que el Verdadero													<u>ORIGEN</u> GRF : Banda Gráfica				
> : Caudal Mayor que el Verdadero													DTL : DataLogger				

Y con los registros entregados por los Servicios Satelitales en Tiempo Real (DGA, MOP):

Tabla 3.3: Caudal instantáneo, entre el 11 y el 12 de julio de 2006.

Fecha y hora	Caudal (m ³ /s)	Fecha y hora	Caudal (m ³ /s)	Fecha y hora	Caudal (m ³ /s)
11-07-2006 14:26	4858.15	12-07-2006 1:26	10037.98	12-07-2006 12:26	-
11-07-2006 15:26	5058.56	12-07-2006 2:26	10561.95	12-07-2006 13:26	-
11-07-2006 16:26	5384.75	12-07-2006 3:26	11042.75	12-07-2006 14:26	-
11-07-2006 17:26	5844.19	12-07-2006 4:26	11807.66	12-07-2006 15:26	-
11-07-2006 18:26	6404.38	12-07-2006 5:26	12764.47	12-07-2006 16:26	-
11-07-2006 19:26	6982.16	12-07-2006 6:26	13634.40	12-07-2006 17:26	-
11-07-2006 20:26	-	12-07-2006 7:26	14528.32	12-07-2006 18:26	-
11-07-2006 21:26	-	12-07-2006 8:26	15137.60	12-07-2006 19:26	-
11-07-2006 22:26	-	12-07-2006 9:26	15446.24	12-07-2006 20:26	14710.09
11-07-2006 23:26	9071.60	12-07-2006 10:26	15757.54	12-07-2006 21:26	14407.85
12-07-2006 0:26	9474.03	12-07-2006 11:26	-	12-07-2006 22:26	13988.88
				12-07-2006 23:26	13634.40

Todos estos registros son utilizados en la construcción del hidrograma de la crecida.

3.2 Cartografía IGM 1:50000

Para la generación de láminas y planos necesarios para el desarrollo de este trabajo, se utiliza la carta digital F-105 CONCEPCIÓN, escala 1:50000 del Instituto Geográfico Militar.

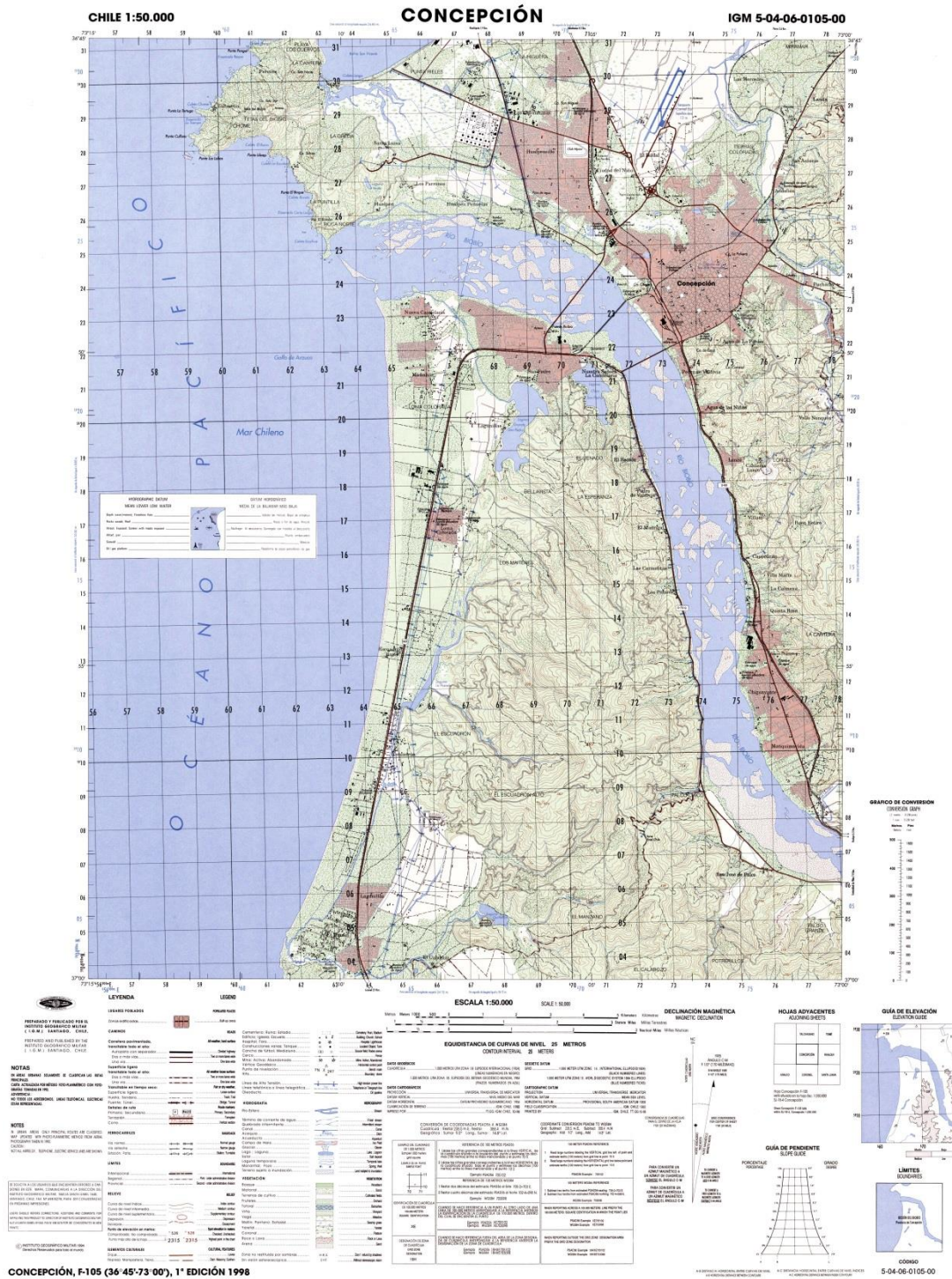


Figura 3.1: Carta F-105 CONCEPCIÓN.
Fuente: Instituto Geográfico Militar.

3.3 Batimetrías del sector de análisis del río Biobío

Se cuenta con la información topográfica del cauce del río Biobío, en el sector de análisis, en forma de batimetrías, las que fueron tomadas en terreno el año 2010. En total son 44 batimetrías que tienen un largo promedio aproximado de 2 km y cuentan con una separación de alrededor de 100 m entre sí. A continuación se presenta una figura con la ubicación de las batimetrías.

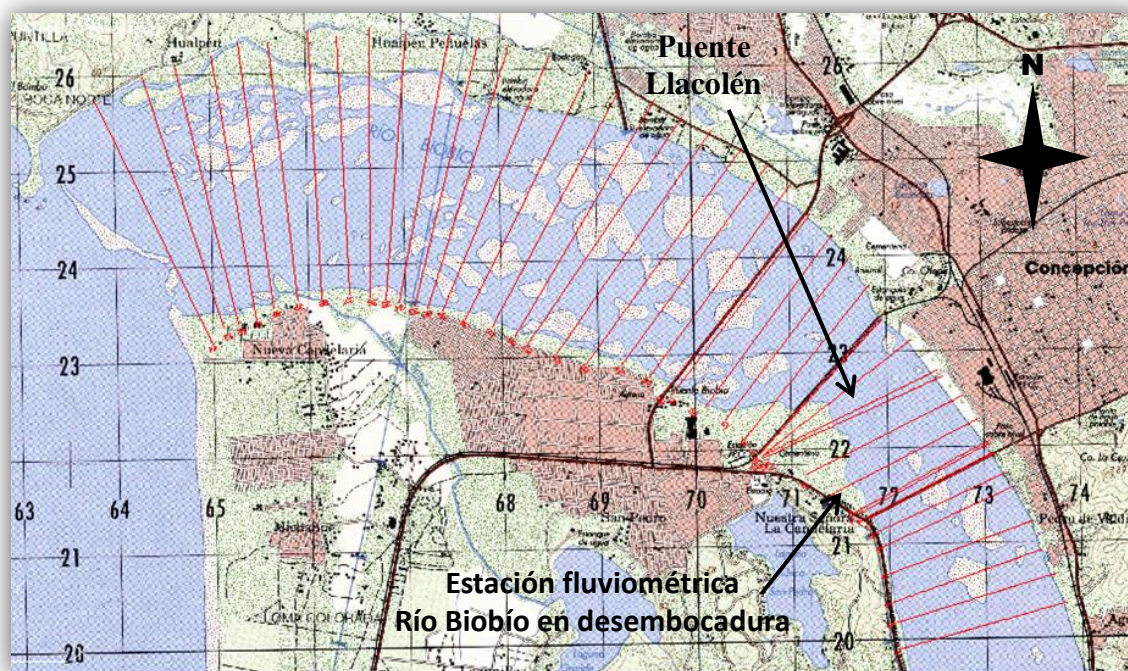


Figura 3.2: Ubicación de batimetrías.

Las batimetrías son la base topográfica con la que se generan los modelos hidráulicos digitales, en el caso del HEC-RAS se ingresan las batimetrías en formato de texto (*.txt) y en el caso del RiverFLO-2D se utilizan las batimetrías para generar un modelo digital del terreno (DTM), el cual se ingresa como base topográfica del modelo.

3.4 Información de cotas de marea en la zona de la desembocadura del río

Se cuenta con la publicación “Tablas de Marea de la Costa de Chile” (2000 a 2012), del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA). En el que se presenta la cota y hora de ocurrencia de pleamares y bajamares, para todos los días del año, en los puertos patrón de que dispone la Armada, a todo lo largo de la costa de Chile.

Esta información se utiliza para determinar si influye la cota máxima de marea que se produce en la desembocadura del río, en la altura máxima del río en el sector de ubicación del puente Llacolén.

3.5 Antecedentes de mecánica de suelos

Como antecedente para el estudio de las socavaciones en el sector de análisis se cuenta con información de mecánica de suelos en forma de macrogranulometrías tomadas durante el desarrollo del “Estudio de Ingeniería, Reposición puente sobre el río Biobío, Concepción-San Pedro de la paz, Región del Biobío”, en el cauce del río, aproximadamente 1 km aguas arriba de la ubicación del puente Llacolén, en el sector donde posteriormente se construiría el puente Chacabuco como reemplazo del antiguo Puente Viejo. A continuación se presenta la Figura 3.3 con la ubicación de los lugares donde se realizó cada una de las tomas de muestras con las que se confeccionaron las macrogranulométrías.



Figura 3.3: Ubicación de macrogranulometrías.

Las macrogranulometrías se utilizan como antecedente para el cálculo y estimación de la socavación del cauce en el sector de ubicación del puente Llacolén. En la siguiente Tabla 3.4 se presenta un detalle de las seis macrogranulometrías con las que se cuenta para este trabajo.

Tabla 3.4: Curva granulométrica.

CURVA GRANULOMETRICA							
Tamíz	Tamíz	Porcentaje que pasa					
		Macro 1	Macro 2	Macro 3	Macro 4	Macro 5	Macro 6
(in)	(mm)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
3/4	19.05	100.0	100.0	99.4	100.0	99.8	100.0
3/8	9.525	100.0	100.0	99.1	99.2	99.3	100.0
N°4	4.76	99.6	99.7	98.0	97.4	98.1	99.2
N°10	2	97.4	97.9	95.8	94.0	95.4	93.6
N°40	0.42	70.2	68.0	73.2	71.9	66.9	42.1
N°200	0.074	27.0	22.2	46.3	45.6	35.0	13.6

A pesar de que las muestras no fueron tomadas exactamente en el sector de ubicación del puente Llacolén, se considera que son representativas del tipo de suelo que se encuentra en el sector bajo del río Biobío, es decir, principalmente arenas medias y finas.

3.6 Información de diseño y estructuras del puente Llacolén

Entre los antecedentes disponibles se cuenta con el “Estudio de Factibilidad del Nuevo Puente Biobío en Concepción República de Chile”, realizado por Chodai Co, Ltd. y Nipón Koei Co. Ltd. mediante la Agencia de Cooperación Internacional del Japón para el Ministerio de Obras Públicas, en el año 1994. En este Estudio se incluye el diseño estructural del actual puente Llacolén, información necesaria para la verificación hidráulica del puente, objetivo final de este trabajo.

4 Estudio hidrológico

En este capítulo se desarrolla el estudio hidrológico asociado a la crecida máxima registrada en el río Biobío por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, ubicada en la ribera sur, aproximadamente 700 m aguas arriba de la ubicación del puente Llacolén.



Figura 4.1: Ubicación de la estación fluviométrica río Biobío en desembocadura.

4.1 Análisis de datos

Se analiza la información recopilada por la estación antes señalada, perteneciente a la Dirección General de Aguas (DGA).

Tabla 4.1: Estación fluviométrica seleccionada.

Nombre de la estación	Región	Coordenadas UTM				Altura (m.s.n.m)	Años de Registro	
		Norte	Este	Lat S	Long W		inicio	fin
Río Biobío en desembocadura	Biobío	5921409	670644	36 50 00	73 05 00	5	1970	2013

A continuación se presenta los datos registrados por la estación, que son utilizados en este trabajo.

a) Caudal instantáneo diario máximo anual:

Tabla 4.2: Caudal instantáneo diario máximo anual.

Año	Mes	Caudal (m ³ /s)
1970	Diciembre	1325.60
1971	Julio	6126.00
1972	Mayo	13109.60
1973	Julio	5028.40
1974	Junio	9209.80
1975	Mayo	6398.00
1976	Junio	5435.60
1977	Enero	1049.00
1978	-	-
1979	-	-
1980	-	-
1981	-	-
1982	Julio	7082.93
1983	Junio	4142.16
1984	Julio	7041.00
1985	Julio	8271.01
1986	Junio	10392.60
1987	Julio	5379.04
1988	Agosto	4443.13
1989	Junio	8070.62
1990	Septiembre	5727.12
1991	Mayo	12391.26
1992	Junio	8411.78
1993	Junio	8567.60
1994	Julio	8465.00
1995	Julio	5886.00
1996	Junio	2938.06
1997	Junio	8773.67
1998	Agosto	1997.43
1999	Agosto	4147.21
2000	Julio	9058.07
2001	Mayo	10661.26
2002	Agosto	11124.11
2003	Junio	12041.13
2004	Julio	3587.79
2005	Julio	8336.02
2006	Julio	16261.28
2007	Agosto	2482.04
2008	Septiembre	5864.10
2009	Junio	4458.41
2010	Junio	3180.10
2011	Agosto	3845.60
2012	Mayo	5611.00
2013	Septiembre	3482.40

Fuente: BNA (DGA, MOP).

En un análisis preliminar de los datos fluviométricos con que se cuenta, se puede observar que se registraron caudales máximos instantáneos de importancia los años: 1972, 1986, 1991, 2001, 2002, 2003 y 2006, destacando claramente por sobre el resto la crecida de Julio del año 2006.

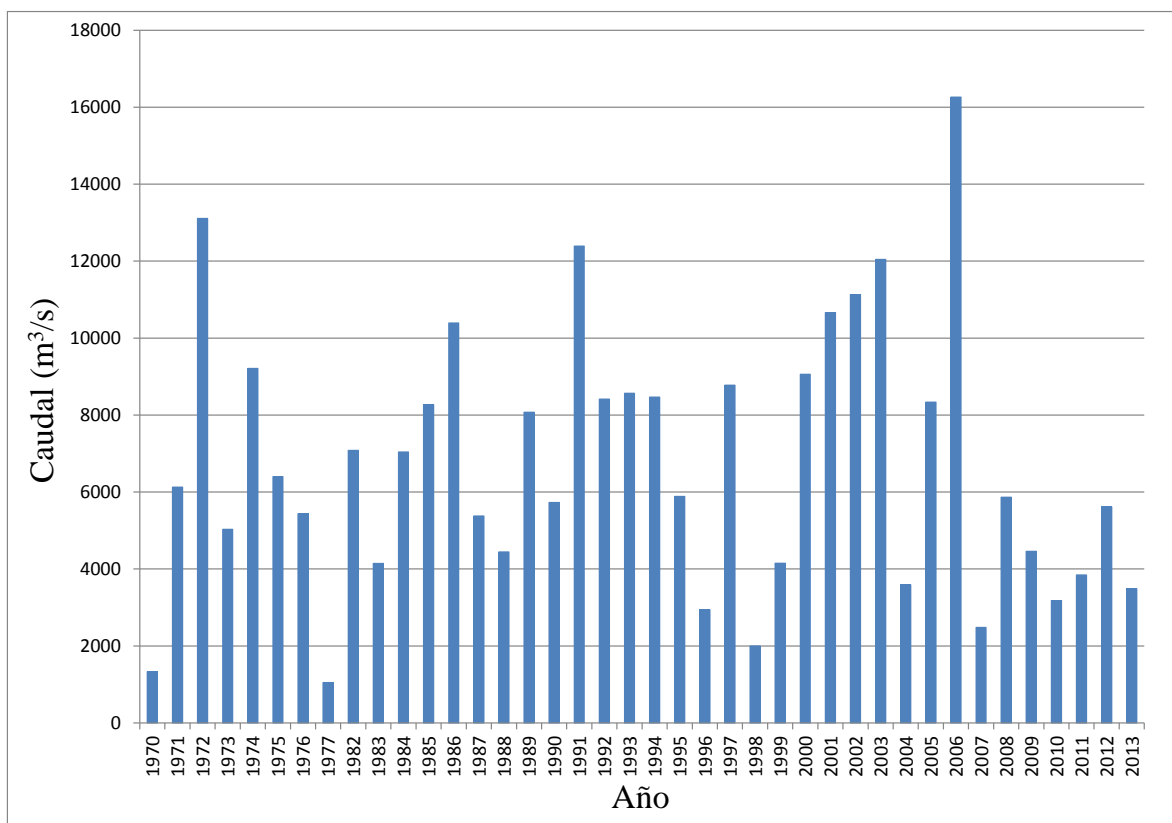


Figura 4.2: Serie de caudales máximos instantáneos.

De estos datos se puede concluir que la crecida máxima registrada por la estación “río Biobío en desembocadura” corresponde a la ocurrida en el mes de julio del año 2006, la que llegó a un peak de 16261.28 m³/s.

b) Caudal instantáneo:

A continuación, en las Tablas 4.3 y 4.4, se presentan las mediciones de caudal instantáneo entre los días 9 y 16 de Julio del año 2006, periodo en el que se desarrolló la crecida máxima registrada por la estación.

Tabla 4.3: Caudal instantáneo.

Fecha	Caudal (m ³ /s)	Fecha	Caudal (m ³ /s)
09-07-2006 3:18	2814.03	13-07-2006 9:34	10035.06
09-07-2006 7:29	2744.04	13-07-2006 11:18	9614.36
09-07-2006 11:24	2677.37	13-07-2006 13:08	9291.93
09-07-2006 15:01	2654.30	13-07-2006 14:54	8980.28
09-07-2006 19:06	2619.17	13-07-2006 16:44	8693.51
09-07-2006 23:14	2579.09	13-07-2006 18:23	8373.48
10-07-2006 4:02	2551.53	13-07-2006 19:37	8180.71
10-07-2006 8:47	2514.26	13-07-2006 20:40	8036.19
10-07-2006 13:00	2564.06	13-07-2006 21:29	7861.23
10-07-2006 17:32	2720.96	13-07-2006 23:15	7584.35

Continuación Tabla 4.3: Caudal instantáneo.

Fecha	Caudal (m ³ /s)	Fecha	Caudal (m ³ /s)
10-07-2006 21:56	2900.60	14-07-2006 0:15	7436.94
11-07-2006 0:51	3091.79	14-07-2006 4:35	6810.41
11-07-2006 4:11	3350.85	14-07-2006 7:25	6565.96
11-07-2006 6:06	3590.71	14-07-2006 11:05	6204.20
11-07-2006 7:14	3757.03	14-07-2006 15:33	5715.79
11-07-2006 8:46	3980.20	14-07-2006 18:16	5432.64
11-07-2006 10:28	4317.29	14-07-2006 22:54	5079.60
11-07-2006 11:10	4489.80	15-07-2006 3:10	4859.48
11-07-2006 11:54	4633.99	15-07-2006 6:48	4682.85
11-07-2006 12:58	4878.14	15-07-2006 10:34	4489.05
12-07-2006 13:00	16261.28	15-07-2006 13:02	4383.69
12-07-2006 16:27	15639.04	15-07-2006 16:30	4213.18
12-07-2006 19:17	14776.94	15-07-2006 19:21	4124.11
12-07-2006 21:47	14048.58	15-07-2006 22:27	4017.17
12-07-2006 23:00	13470.22	16-07-2006 1:43	3917.65
13-07-2006 0:28	12920.56	16-07-2006 4:59	3816.49
13-07-2006 2:08	12244.51	16-07-2006 8:10	3710.72
13-07-2006 3:58	11603.99	16-07-2006 10:55	3636.49
13-07-2006 5:43	11057.19	16-07-2006 15:10	3536.63
13-07-2006 7:10	10641.44	16-07-2006 19:08	3443.77
13-07-2006 8:11	10306.92	16-07-2006 23:10	3375.80

Fuente: BNA (DGA, MOP).

Tabla 4.4: Caudal instantáneo.

Fecha	Caudal (m ³ /s)	Fecha	Caudal (m ³ /s)
11-07-2006 14:26	4858.15	12-07-2006 7:26	14528.32
11-07-2006 15:26	5058.56	12-07-2006 8:26	15137.60
11-07-2006 16:26	5384.75	12-07-2006 9:26	15446.24
11-07-2006 17:26	5844.19	12-07-2006 10:26	15757.54
11-07-2006 18:26	6404.38	12-07-2006 11:26	-
11-07-2006 19:26	6982.16	12-07-2006 12:26	-
11-07-2006 20:26	-	12-07-2006 13:26	-
11-07-2006 21:26	-	12-07-2006 14:26	-
11-07-2006 22:26	-	12-07-2006 15:26	-
11-07-2006 23:26	9071.60	12-07-2006 16:26	-
12-07-2006 0:26	9474.03	12-07-2006 17:26	-
12-07-2006 1:26	10037.98	12-07-2006 18:26	-
12-07-2006 2:26	10561.95	12-07-2006 19:26	-
12-07-2006 3:26	11042.75	12-07-2006 20:26	14710.09
12-07-2006 4:26	11807.66	12-07-2006 21:26	14407.85
12-07-2006 5:26	12764.47	12-07-2006 22:26	13988.88
12-07-2006 6:26	13634.40	12-07-2006 23:26	13634.40

Fuente: Servicios satelitales en tiempo real (DGA, MOP).

Con ambas series de datos se construye una representación gráfica de la variación de caudal que experimenta el río durante el desarrollo de la crecida.

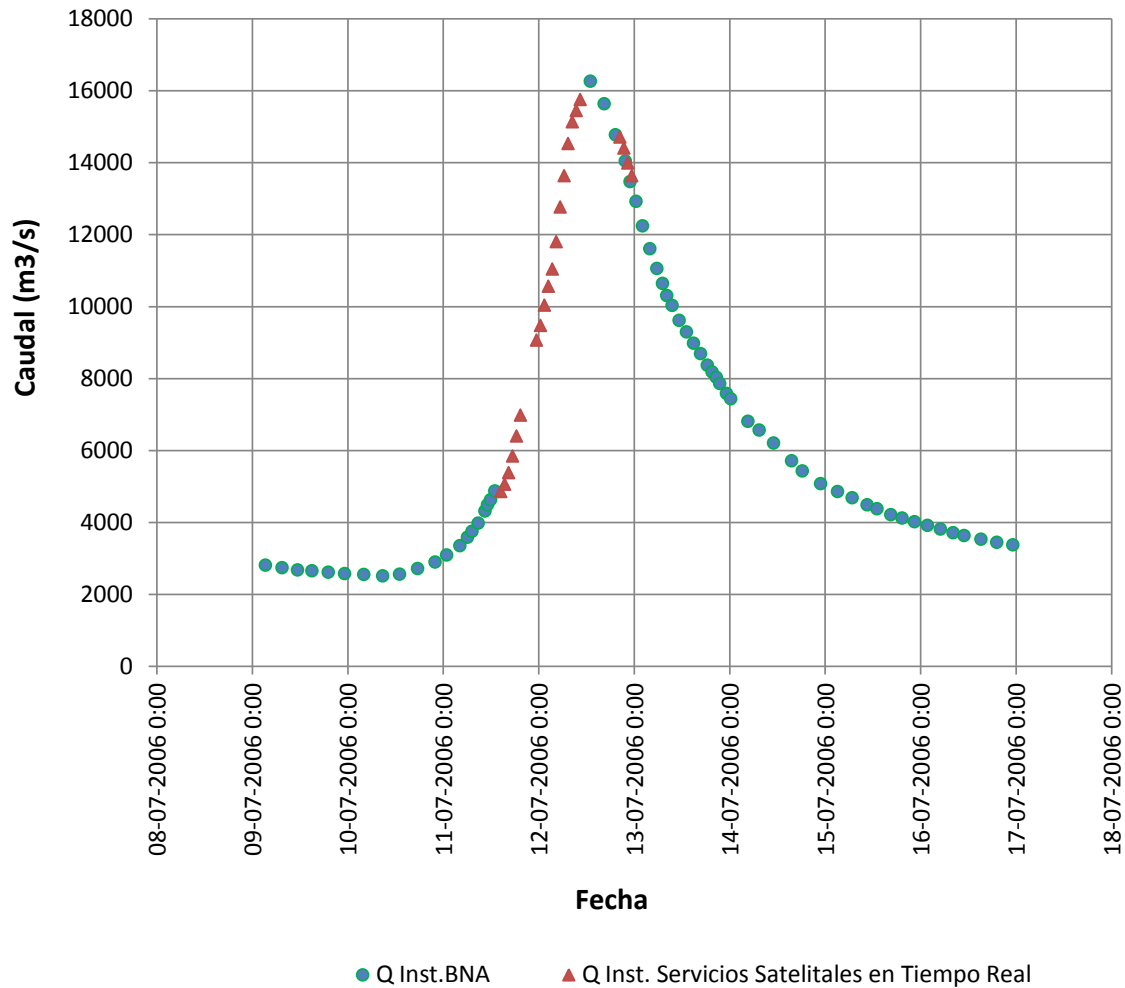


Figura 4.3: Caudal instantáneo, durante crecida máxima registrada.

4.2 Determinación del periodo de retorno asociado a la crecida máxima registrada y de caudales asociados a distintos periodos de retorno

En primer lugar se aplica el método de Weibull, incluido en el texto “Diseño Hidráulico de Puentes” de Ayala (1983), a la serie de datos de caudales instantáneos diarios máximos anuales, de manera de asociar una probabilidad y un periodo de retorno a cada dato dentro de la serie.

Tabla 4.5: Probabilidad de excedencia y periodo de retorno para cada dato registrado de caudal instantáneo diario máximo anual.

Numero de orden	Datos de mayor a menor	Probabilidad de excedencia (%)	Periodo de retorno (años)
1	16261.28	0.02	41.00
2	13109.60	0.05	20.50
3	12391.26	0.07	13.67
4	12041.13	0.10	10.25
5	11124.11	0.12	8.20
6	10661.26	0.15	6.83
7	10392.60	0.17	5.86
8	9209.80	0.20	5.13
9	9058.07	0.22	4.56
10	8773.67	0.24	4.10
11	8567.60	0.27	3.73
12	8465.00	0.29	3.42
13	8411.78	0.32	3.15
14	8336.02	0.34	2.93
15	8271.01	0.37	2.73
16	8070.62	0.39	2.56
17	7082.93	0.41	2.41
18	7041.00	0.44	2.28
19	6398.00	0.46	2.16
20	6126.00	0.49	2.05
21	5886.00	0.51	1.95
22	5864.10	0.54	1.86
23	5727.12	0.56	1.78
24	5611.00	0.59	1.71
25	5435.60	0.61	1.64
26	5379.04	0.63	1.58
27	5028.40	0.66	1.52
28	4458.41	0.68	1.46
29	4443.13	0.71	1.41
30	4147.21	0.73	1.37
31	4142.16	0.76	1.32
32	3845.60	0.78	1.28
33	3587.79	0.80	1.24
34	3482.40	0.83	1.21
35	3180.10	0.85	1.17
36	2938.06	0.88	1.14
37	2482.04	0.90	1.11
38	1997.43	0.93	1.08
39	1325.60	0.95	1.05
40	1049.00	0.98	1.03

Es decir que, según el método de Weibull, de acuerdo a la estadística actualizada de datos registrados por la estación, el caudal asociado a la crecida máxima registrada corresponde a un periodo de retorno de 41 años.

Luego, de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 2 de este Informe, se determina la distribución de probabilidades que mejor se ajusta a la serie de datos, de manera de utilizar dicha distribución para la determinación de los caudales asociados a cualquier periodo de retorno. Para ello se realiza un análisis de frecuencia.

Para este trabajo se considera las siguientes distribuciones de probabilidad: distribución normal, distribución logaritmo normal, distribución logaritmo Pearson III y distribución de Gumbel, cuyas expresiones se detallan en el punto 2.1 de este Informe.

A continuación se presenta el gráfico de probabilidad, que incluye los datos registrados por la estación (Tabla 4.5) y las distribuciones de probabilidad consideradas en este trabajo.

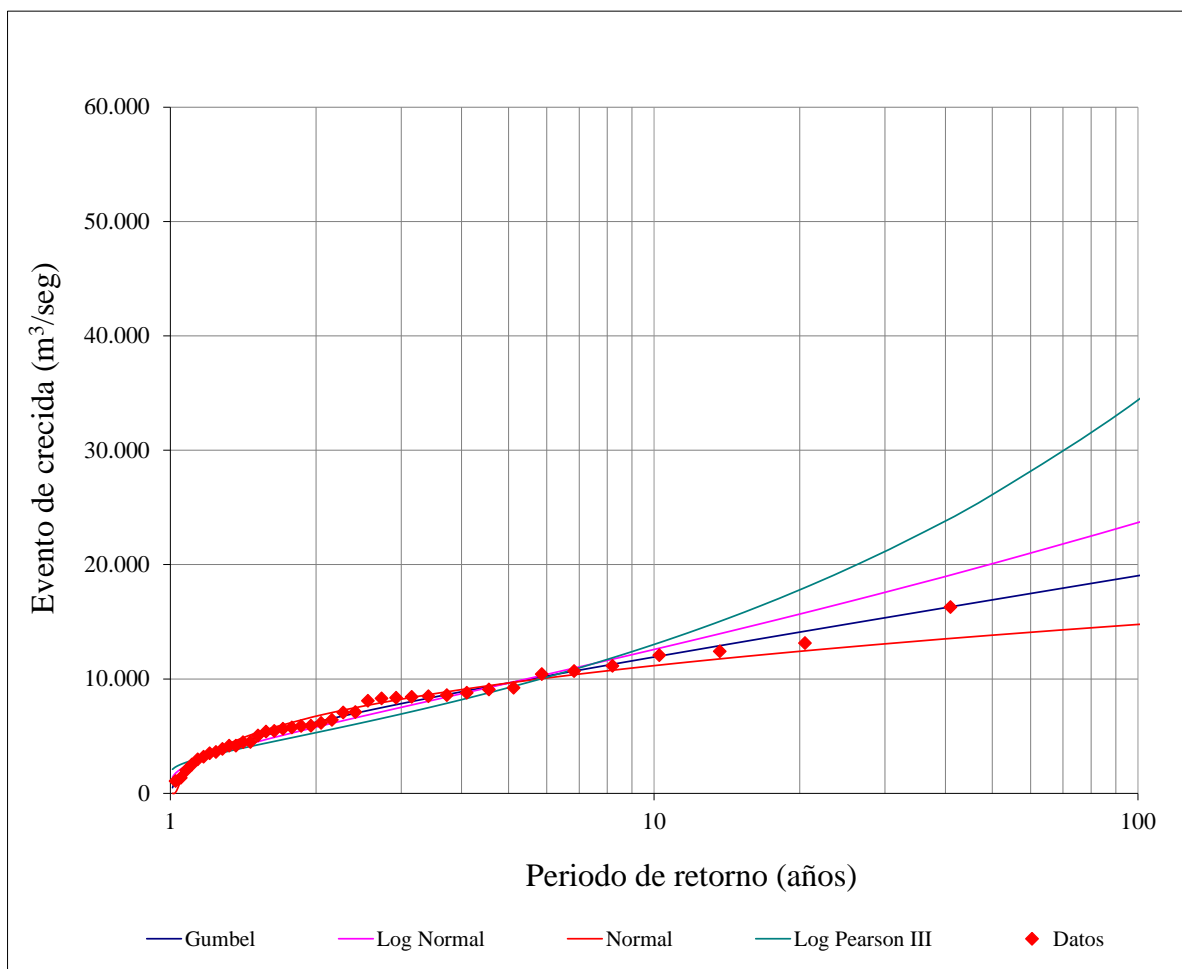


Figura 4.4: Gráfico de probabilidad.

Tabla 4.6: Parámetros estadísticos de las distribuciones de probabilidad utilizadas.

Distribución	Parámetros estadísticos											
	Promedio	Desviación	Promedio ln	Desviación ln	Promedio log	Desviación log	Yn	Sn	a	u	Coficiente asimétrico	Cv
Gumbel	6745.1	3448.9	8.66	0.61	3.76	0.26	0.54	1.14	0.00033	5111.39	0.598	0.51
Log Normal	6745.1	3448.9	8.66	0.61	3.76	0.26	-	-	-	-	0.598	0.51
Normal	6745.1	3448.9	8.66	0.61	3.76	0.26	-	-	-	-	0.598	0.51
Log Pearson III	6745.1	3448.9	8.66	0.61	3.76	0.26	-	-	-	-	0.598	0.51

A continuación se presentan los caudales asociados a distintos periodos de retorno, calculados con las distribuciones de probabilidad utilizadas.

Tabla 4.7: Caudales asociados a distintos periodos de retorno, calculados con las distribuciones de probabilidad utilizadas.

Periodos de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)			
	Gumbel	Log Normal	Normal	Log Pearson III
2	6220.20	5792.50	6745.10	6316.70
5	9649.20	9640.40	9647.70	9700.30
10	11919.50	12581.60	11165.00	11621.70
20	14097.20	15676.00	12418.00	13217.10
25	14788.00	16713.00	12783.00	13676.50
50	16916.10	20077.90	13828.20	14964.40
100	19028.40	23679.60	14768.40	16073.50
150	20260.20	25904.90	15280.20	16651.80
200	21133.00	27539.40	15628.80	17034.10
300	22362.20	29924.40	16102.10	17536.70
500	23909.70	33069.40	16671.50	18114.50
1000	26008.20	37598.60	17402.90	18810.70
2000	28105.90	42444.50	18093.70	19417.70

En la Tabla 4.7 se destacan en rojo los caudales para los periodos de retorno de 100 y 150 años, ya que estos corresponden respectivamente a los periodos de retorno de diseño y verificación para un puente de las características del puente Llacolén, según lo indicado en el Volumen 3 del Manual de Carreteras (Dirección de Vialidad, MOP).

La elección de la distribución más apropiada se realiza siguiendo la metodología de determinación de la calidad del ajuste, que ha sido propuesta en la publicación de Pizarro et al. “Elementos Técnicos de Hidrología III” (1993), mediante el cálculo del coeficiente de determinación de la calidad del ajuste R^2 y los test de bondad del ajuste descritos en el Manual de Carreteras (2012).

Tabla 4.8: Matriz de decisión.

Distribución	Métodos para determinar la calidad del ajuste			
	R^2	χ^2	Kolmogorov-Smirnov	Error estándar de ajuste
Gumbel	Acepta $R^2=0.99$	Acepta $r=0.82$	Acepta $D=0.08$	347.65
Log Normal	Acepta $R^2=0.94$	Acepta $r=0.86$	Acepta $D=0.10$	847.79
Normal	Acepta $R^2=0.97$	Acepta $r=0.78$	Acepta $D=0.09$	634.28
Log Pearson III	Acepta $R^2=0.99$	Rechaza $r=1.24$	Acepta $D=0.14$	1793.99
Mejor distribución	0.99	0.78	0.08	347.65
	Gumbel	Normal	Gumbel	Gumbel
Adoptada	GUMBEL			

Finalmente, debido al resultado entregado por la matriz de decisión y a lo observado en la Figura 4.4, se decide adoptar como distribución de probabilidad, la distribución Gumbel.

Además aplicando la función Gumbel invertida al caudal peak de la crecida máxima registrada, se obtiene el periodo de retorno asociado a esta, el que da aproximadamente 41 años, lo que coincide con lo calculado anteriormente, aplicando el método de Weibull.

4.3 Construcción del hidrograma correspondiente a la crecida máxima registrada

Una vez que se cuenta con la serie de datos del caudal instantáneo, durante la crecida máxima registrada, se sigue el procedimiento descrito en el punto 2.1 de este Informe y se da forma al hidrograma teórico que representa dicha crecida. Según la metodología descrita en el texto “Hidrología para Ingenieros” de Linsley et al. (1980), se señala que un hidrograma consta de tres partes fundamentales, un segmento de cima, y además una rama ascendente y otra descendente, las que en este trabajo son descritas utilizando las ecuaciones (2.1.2) y (2.1.3).

Considerando las ecuaciones antes mencionadas y analizando los datos y la gráfica de caudal instantáneo, de que se dispone (Figura 4.3), se definen los parámetros necesarios para la creación del hidrograma.

Tabla 4.9: Resumen de parámetros principales del hidrograma.

Resumen de parámetros principales		
Parámetro	Valor	Unidad
Q máximo	16261.0	m ³ /s
Q base	2701.6	m ³ /s
Q0 concentración	15757.5	m ³ /s
Q0 recesión	15639.0	m ³ /s
Inicio curva concentración	0.97	días
Fin curva concentración (to)	3.43	días
Tiempo peak	3.54	días
Inicio curva recesión	3.69	días
K concentración	6.00	adimensional
K recesión	0.65	adimensional

A continuación, en las siguientes Figura 4.5 y Tabla 4.10, se presenta el hidrograma de la crecida máxima registrada por la estación “río Biobío en desembocadura”, ocurrida en julio del año 2006.

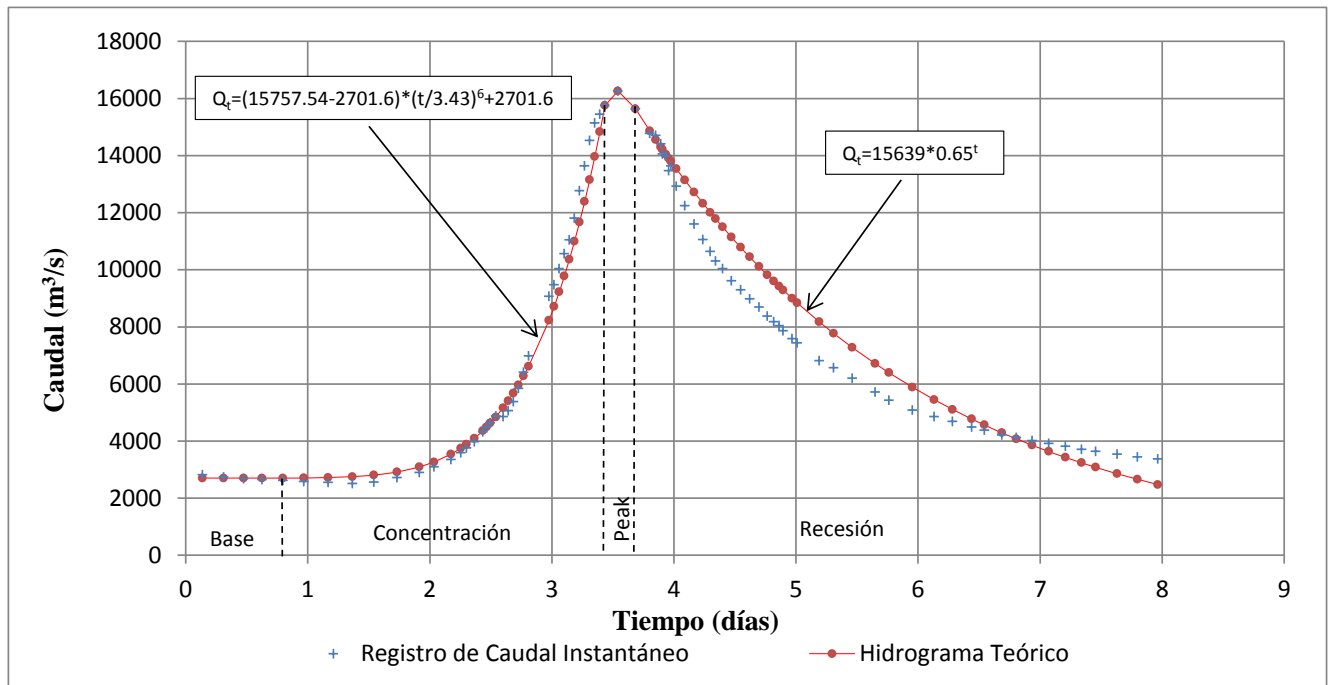


Figura 4.5: Hidrograma de la crecida máxima registrada.

Tabla 4.10: Hidrograma teórico, con 1 hora de paso de tiempo, de la crecida de julio de 2006.

Tiempo acumulado (hr)	Fecha y hora		Caudal Teórico Crecida 2006 (m³/s)	Fase del Hidrograma
0	9 de julio	0:00	2701.6	Caudal Base
1	9 de julio	1:00	2701.6	
2	9 de julio	2:00	2701.6	
3	9 de julio	3:00	2701.6	
4	9 de julio	4:00	2701.6	
5	9 de julio	5:00	2701.6	
6	9 de julio	6:00	2701.6	
7	9 de julio	7:00	2701.6	
8	9 de julio	8:00	2701.6	
9	9 de julio	9:00	2701.6	
10	9 de julio	10:00	2701.6	
11	9 de julio	11:00	2701.6	
12	9 de julio	12:00	2701.6	
13	9 de julio	13:00	2701.6	
14	9 de julio	14:00	2701.6	
15	9 de julio	15:00	2701.6	
16	9 de julio	16:00	2701.6	
17	9 de julio	17:00	2701.6	
18	9 de julio	18:00	2701.6	
19	9 de julio	19:00	2701.6	
20	9 de julio	20:00	2701.6	
21	9 de julio	21:00	2701.6	
22	9 de julio	22:00	2701.6	
23	9 de julio	23:00	2701.6	
24	10 de julio	0:00	2709.6	Concentración
25	10 de julio	1:00	2711.8	
26	10 de julio	2:00	2714.5	
27	10 de julio	3:00	2717.7	
28	10 de julio	4:00	2721.7	
29	10 de julio	5:00	2726.4	
30	10 de julio	6:00	2731.9	
31	10 de julio	7:00	2738.5	
32	10 de julio	8:00	2746.3	
33	10 de julio	9:00	2755.3	
34	10 de julio	10:00	2765.9	
35	10 de julio	11:00	2778.1	
36	10 de julio	12:00	2792.2	
37	10 de julio	13:00	2808.4	

Continuación Tabla 4.10: Hidrograma teórico, con 1 hora de paso de tiempo, de la crecida de julio de 2006.

Tiempo acumulado (hr)	Fecha y hora		Caudal Teórico Crecida 2006 (m³/s)	Fase del Hidrograma
38	10 de julio	14:00	2826.9	Concentración
39	10 de julio	15:00	2848.0	
40	10 de julio	16:00	2872.0	
41	10 de julio	17:00	2899.2	
42	10 de julio	18:00	2930.0	
43	10 de julio	19:00	2964.6	
44	10 de julio	20:00	3003.5	
45	10 de julio	21:00	3047.1	
46	10 de julio	22:00	3095.8	
47	10 de julio	23:00	3150.1	
48	11 de julio	0:00	3210.5	
49	11 de julio	1:00	3277.5	
50	11 de julio	2:00	3351.7	
51	11 de julio	3:00	3433.8	
52	11 de julio	4:00	3524.2	
53	11 de julio	5:00	3623.8	
54	11 de julio	6:00	3733.3	
55	11 de julio	7:00	3853.4	
56	11 de julio	8:00	3984.9	
57	11 de julio	9:00	4128.7	
58	11 de julio	10:00	4285.6	
59	11 de julio	11:00	4456.7	
60	11 de julio	12:00	4642.9	
61	11 de julio	13:00	4845.3	
62	11 de julio	14:00	5065.0	
63	11 de julio	15:00	5303.2	
64	11 de julio	16:00	5561.0	
65	11 de julio	17:00	5839.7	
66	11 de julio	18:00	6140.8	
67	11 de julio	19:00	6465.5	
68	11 de julio	20:00	6815.4	
69	11 de julio	21:00	7192.0	
70	11 de julio	22:00	7596.9	
71	11 de julio	23:00	8031.8	
72	12 de julio	0:00	8498.4	
73	12 de julio	1:00	8998.5	
74	12 de julio	2:00	9534.1	
75	12 de julio	3:00	10107.2	

Continuación Tabla 4.10: Hidrograma teórico, con 1 hora de paso de tiempo, de la crecida de julio de 2006.

Tiempo acumulado (hr)	Fecha y hora		Caudal Teórico Crecida 2006 (m³/s)	Fase del Hidrograma
76	12 de julio	4:00	10719.7	Concentración
77	12 de julio	5:00	11373.9	
78	12 de julio	6:00	12072.0	
79	12 de julio	7:00	12816.3	
80	12 de julio	8:00	13609.2	
81	12 de julio	9:00	14453.3	
82	12 de julio	10:00	15351.1	
83	12 de julio	11:00	15868.7	Peak
84	12 de julio	12:00	16064.8	
85	12 de julio	13:00	16261.0	
86	12 de julio	14:00	16080.7	
87	12 de julio	15:00	15900.4	
88	12 de julio	16:00	15720.1	
89	12 de julio	17:00	15539.8	
90	12 de julio	18:00	15209.9	Recesión
91	12 de julio	19:00	14939.3	
92	12 de julio	20:00	14673.6	
93	12 de julio	21:00	14412.5	
94	12 de julio	22:00	14156.2	
95	12 de julio	23:00	13904.3	
96	13 de julio	0:00	13657.0	
97	13 de julio	1:00	13414.0	
98	13 de julio	2:00	13175.4	
99	13 de julio	3:00	12941.0	
100	13 de julio	4:00	12710.8	
101	13 de julio	5:00	12484.7	
102	13 de julio	6:00	12262.6	
103	13 de julio	7:00	12044.5	
104	13 de julio	8:00	11830.2	
105	13 de julio	9:00	11619.8	
106	13 de julio	10:00	11413.1	
107	13 de julio	11:00	11210.0	
108	13 de julio	12:00	11010.6	
109	13 de julio	13:00	10814.7	
110	13 de julio	14:00	10622.4	
111	13 de julio	15:00	10433.4	
112	13 de julio	16:00	10247.8	
113	13 de julio	17:00	10065.5	

Continuación Tabla 4.10: Hidrograma teórico, con 1 hora de paso de tiempo, de la crecida de julio de 2006.

Tiempo acumulado (hr)	Fecha y hora		Caudal Teórico Crecida 2006 (m³/s)	Fase del Hidrograma
114	13 de julio	18:00	9886.4	Recesión
115	13 de julio	19:00	9710.6	
116	13 de julio	20:00	9537.8	
117	13 de julio	21:00	9368.1	
118	13 de julio	22:00	9201.5	
119	13 de julio	23:00	9037.8	
120	14 de julio	0:00	8877.0	
121	14 de julio	1:00	8719.1	
122	14 de julio	2:00	8564.0	
123	14 de julio	3:00	8411.7	
124	14 de julio	4:00	8262.0	
125	14 de julio	5:00	8115.1	
126	14 de julio	6:00	7970.7	
127	14 de julio	7:00	7828.9	
128	14 de julio	8:00	7689.6	
129	14 de julio	9:00	7552.8	
130	14 de julio	10:00	7418.5	
131	14 de julio	11:00	7286.5	
132	14 de julio	12:00	7156.9	
133	14 de julio	13:00	7029.6	
134	14 de julio	14:00	6904.5	
135	14 de julio	15:00	6781.7	
136	14 de julio	16:00	6661.1	
137	14 de julio	17:00	6542.6	
138	14 de julio	18:00	6426.2	
139	14 de julio	19:00	6311.9	
140	14 de julio	20:00	6199.6	
141	14 de julio	21:00	6089.3	
142	14 de julio	22:00	5981.0	
143	14 de julio	23:00	5874.6	
144	15 de julio	0:00	5770.1	
145	15 de julio	1:00	5667.4	
146	15 de julio	2:00	5566.6	
147	15 de julio	3:00	5467.6	
148	15 de julio	4:00	5370.3	
149	15 de julio	5:00	5274.8	
150	15 de julio	6:00	5181.0	
151	15 de julio	7:00	5088.8	

Continuación Tabla 4.10: Hidrograma teórico, con 1 hora de paso de tiempo, de la crecida de julio de 2006.

Tiempo acumulado (hr)	Fecha y hora		Caudal Teórico Crecida 2006 (m³/s)	Fase del Hidrograma
152	15 de julio	8:00	4998.3	Recesión
153	15 de julio	9:00	4909.3	
154	15 de julio	10:00	4822.0	
155	15 de julio	11:00	4736.2	
156	15 de julio	12:00	4652.0	
157	15 de julio	13:00	4569.2	
158	15 de julio	14:00	4487.9	
159	15 de julio	15:00	4408.1	
160	15 de julio	16:00	4329.7	
161	15 de julio	17:00	4252.7	
162	15 de julio	18:00	4177.0	
163	15 de julio	19:00	4102.7	
164	15 de julio	20:00	4029.7	
165	15 de julio	21:00	3958.0	
166	15 de julio	22:00	3887.6	
167	15 de julio	23:00	3818.5	
168	16 de julio	0:00	3750.5	
169	16 de julio	1:00	3683.8	
170	16 de julio	2:00	3618.3	
171	16 de julio	3:00	3553.9	
172	16 de julio	4:00	3490.7	
173	16 de julio	5:00	3428.6	
174	16 de julio	6:00	3367.6	
175	16 de julio	7:00	3307.7	
176	16 de julio	8:00	3248.9	
177	16 de julio	9:00	3191.1	
178	16 de julio	10:00	3134.3	
179	16 de julio	11:00	3078.6	
180	16 de julio	12:00	3023.8	
181	16 de julio	13:00	2970.0	
182	16 de julio	14:00	2917.2	
183	16 de julio	15:00	2865.3	
184	16 de julio	16:00	2814.3	
185	16 de julio	17:00	2764.2	
186	16 de julio	18:00	2715.1	
187	16 de julio	19:00	2666.8	
188	16 de julio	20:00	2619.3	
189	16 de julio	21:00	2572.7	

Continuación Tabla 4.10: Hidrograma teórico, con 1 hora de paso de tiempo, de la crecida de julio de 2006.

Tiempo acumulado (hr)	Fecha y hora		Caudal Teórico Crecida 2006 (m³/s)	Fase del Hidrograma
190	16 de julio	22:00	2527.0	Recesión
191	16 de julio	23:00	2482.0	
192	17 de julio	0:00	2437.9	

5 Modelos hidráulicos

5.1 Modelo unidimensional HEC-RAS

Se utiliza el software HEC-RAS versión 4.1, desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center. Este software es una herramienta computacional versátil y muy útil para el cálculo de ejes hidráulicos en ríos y canales. El cálculo se lleva a cabo por el método de factores de conducción hidráulica, asumiendo condiciones de escurrimiento gradualmente variada para cada una de las secciones de cálculo.

Los datos de entrada son la topografía del cauce (batimetrías), el caudal base del río o el caudal máximo registrado durante la crecida de julio de 2006 o el hidrograma de dicha crecida y además el coeficiente de rugosidad de Manning.

El resultado está constituido por los parámetros hidráulicos del escurrimiento: niveles de escurrimiento crítico y altura del eje hidráulico, velocidad del flujo, número de Froude, etc.

Para construir los modelos se utiliza la información de la estructura del puente contenida en los planos as built del puente Llacolén. En estos se aprecia como en los primeros 400 m aproximadamente, desde la ribera norte del río, la rasante del puente baja su cota, para, a lo largo del resto del puente, mantenerla constante. Esto se aprecia claramente en la siguiente fotografía.

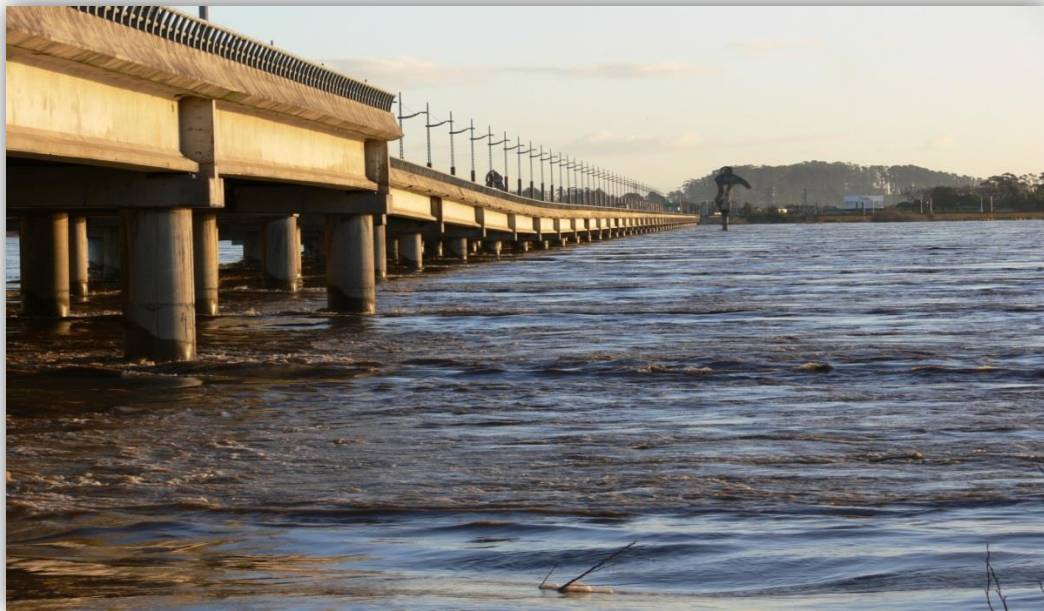


Figura 5.1: Vista del puente Llacolén, desde la ribera norte del río Biobío.
Fuente: <http://www.panoramio.com/photo/3621148>

5.1.1 Determinación del coeficiente de rugosidad de Manning

No existe un método único para estimar el coeficiente de rugosidad de Manning (n), en general se requiere algo de experiencia para elegir el valor adecuado. Debe incluir los factores propios del cauce como son la vegetación, meandros, obstrucciones, etc., razón por la cual es muy importante contar con información de terreno fidedigna y reciente, de manera de obtener una buena estimación del coeficiente de rugosidad.

La ribera norte (sector de Concepción), se encuentra altamente intervenida producto de la recuperación de terrenos concebida en el estudio “Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío. Consorcio CCP – AC Ingenieros Consultores Ltda. (1998)”, en el que se contempló la construcción de defensas fluviales desde el Puente Juan Pablo II hacia aguas arriba de este.

Estas obras de protección de la ribera norte del río Biobío fueron construidas prácticamente al mismo tiempo que el puente Llacolén, cuya construcción demoró alrededor de 2 años, inaugurándose en febrero del año 2000.

Consisten en un pretil de 3 metros de coronamiento revestido en dos capas de rocas de 200 kg de peso. La fundación es un pie de 4 metros de ancho, también constituido de 2 capas de roca de 400 kg de peso. Cuentan con una extensión cercana a los 3400 metros, desde el Puente Juan Pablo II hacia aguas arriba de este.

El coronamiento del pretil varía entre 4 y 6 m de ancho y hoy es utilizado como paseo peatonal (Figuras 5.2 y 5.3).

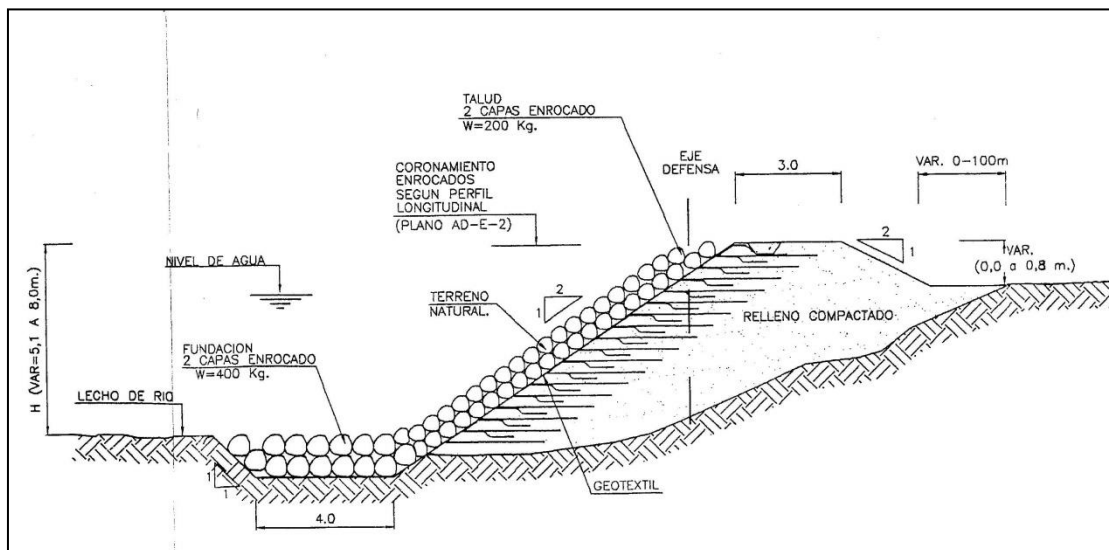


Figura 5.2: Perfil tipo de la defensa fluvial existente en la ribera norte del río Biobío, desde el Puente Juan Pablo II hacia aproximadamente 3400 m aguas arriba de este.

Fuente: “Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío”, MOP (1998).



Figura 5.3: Vista de las defensas fluviales de la ribera norte del río Biobío, hacia aguas abajo del puente Llacolén. Fotografía tomada en el año 2000, durante la construcción del puente Llacolén.

En el resto de la ribera norte, así como en la ribera sur, existe una configuración más natural, dominada por una vegetación del tipo matorral y arbórea, donde sólo existen algunas casas en las cercanías del río.

Por lo tanto, considerando los coeficientes de rugosidad indicados para distintos tipos de superficie en el Volumen 3 del Manual de Carreteras y en Ayala (1983), en las riberas se utilizaron los siguientes coeficientes de rugosidad de Manning:

- Para el sector con defensas fluviales, $n=0.05$
- Para el sector con cobertura natural, $n=0.045$

En el caso del canal central se utiliza el coeficiente de rugosidad de Manning calculado en el Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío. Consorcio CCP – AC Ingenieros Consultores Ltda. (1998), ya que el modelo desarrollado en dicho estudio se calibró en base a las alturas registradas en la planta de agua potable La Mochita (ubicada en la ribera norte, aproximadamente 2 km aguas abajo del puente Juan Pablo II) y en la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, para las crecidas del 29 de mayo de 1991 y del 24 de julio de 1994. Se optó por este estudio ya que el cálculo del coeficiente de rugosidad no surge solo de un análisis teórico, sino que además cuenta con una calibración realizada con datos obtenidos en dos puntos diferentes del sector de análisis durante dos eventos ocurridos con años de distancia entre sí. Este coeficiente de rugosidad es 0.04.

5.1.2 Análisis de sensibilidad del modelo hidráulico respecto a la influencia de la cota máxima de marea en la desembocadura del río

Para determinar la influencia de la cota máxima de marea en el eje hidráulico del río y además observar hasta donde llega esa influencia aguas arriba desde la desembocadura, se desarrollan dos modelos hidráulicos en régimen permanente, utilizando el caudal base del río, el primero sin considerar como condición de borde la cota máxima de marea y el segundo considerándola.

➤ Modelo HEC-RAS en régimen permanente, utilizando el caudal base, sin considerar como condición de borde la cota máxima de marea

En primer lugar se desarrolla el modelo en régimen permanente utilizando el caudal base del río (Tabla 4.1), es decir $2701.6 \text{ m}^3/\text{s}$, sin incluir como condición de borde la cota máxima de marea en la desembocadura del río.

El modelo contempla un flujo permanente, en régimen subcrítico o de río, cuyas condiciones de borde son el caudal aguas arriba y la pendiente normal aguas abajo.

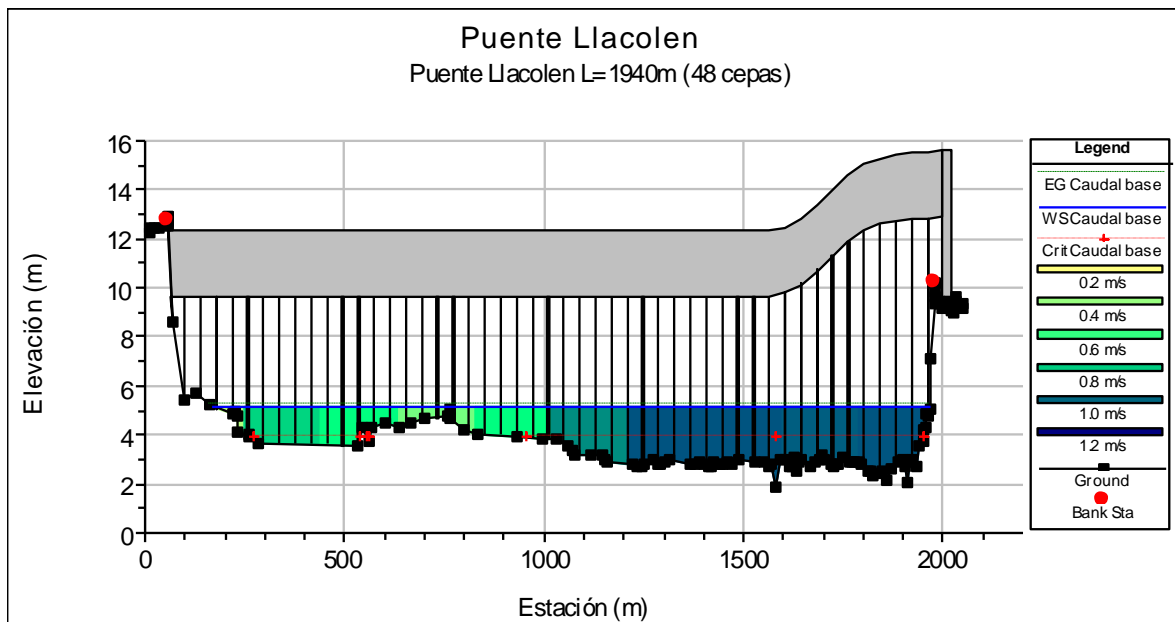


Figura 5.4: Perfil transversal aguas arriba del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

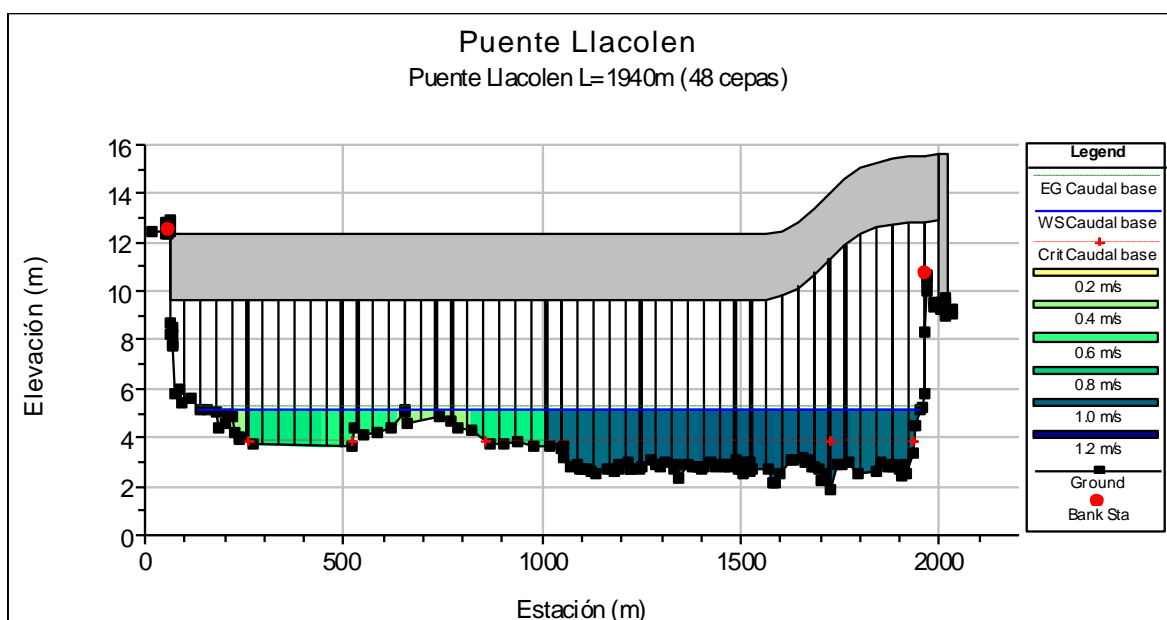


Figura 5.5: Perfil transversal aguas abajo del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

Tabla 5.1: Eje hidráulico del río Biobío utilizando el caudal base en régimen permanente, sin cota máxima de marea como condición de borde.

Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
44	Caudal base	2701.6	6.65	5.55	6.69	0.90	2989.67	1721.12	0.22
43	Caudal base	2701.6	6.47	5.33	6.51	0.91	2959.32	1665.98	0.22
42	Caudal base	2701.6	6.30	5.16	6.35	0.96	2805.87	1554.78	0.23
41	Caudal base	2701.6	6.12	4.86	6.16	0.91	2969.24	1538.15	0.21
40	Caudal base	2701.6	5.91	4.71	5.96	0.98	2753.50	1447.34	0.23
39	Caudal base	2701.6	5.80	4.57	5.85	0.99	2727.24	1403.80	0.23
38	Caudal base	2701.6	5.69	4.28	5.74	0.92	2939.26	1376.76	0.20
37	Caudal base	2701.6	5.68	4.28	5.73	0.92	2925.54	1376.85	0.20
36	Caudal base	2701.6	5.65	4.08	5.69	0.86	3149.41	1377.07	0.18
Puente Chacabuco									
35	Caudal base	2701.6	5.63	4.10	5.67	0.87	3117.81	1389.54	0.18
34	Caudal base	2701.6	5.51	4.08	5.55	0.88	3056.20	1465.64	0.20
33	Caudal base	2701.6	5.38	4.01	5.41	0.82	3282.57	1657.00	0.19
32	Caudal base	2701.6	5.21	3.88	5.25	0.87	3102.66	1804.41	0.21
Puente Llacolén									
31	Caudal base	2701.6	5.17	3.83	5.21	0.87	3100.69	1815.00	0.21
30	Caudal base	2701.6	5.04	3.53	5.08	0.85	3200.24	1747.04	0.20
29	Caudal base	2701.6	4.90	3.50	4.95	0.96	2802.68	1685.62	0.24
Puente Ferroviario									
28	Caudal base	2701.6	4.88	3.48	4.93	0.97	2781.25	1684.34	0.24
27	Caudal base	2701.6	4.71	3.11	4.75	0.85	3184.78	1952.73	0.21
26	Caudal base	2701.6	4.52	3.01	4.55	0.85	3171.69	2068.51	0.22
25	Caudal base	2701.6	4.36	2.76	4.39	0.81	3338.66	2136.60	0.21
24	Caudal base	2701.6	4.14	2.55	4.18	0.86	3145.08	2071.56	0.22
Puente Juan Pablo II									
23	Caudal base	2701.6	4.10	2.45	4.13	0.83	3245.69	2096.67	0.21
22	Caudal base	2701.6	3.96	2.26	3.98	0.75	3582.12	2263.48	0.19

Continuación Tabla 5.1: Eje hidráulico del río Biobío utilizando el caudal base en régimen permanente, sin cota máxima de marea como condición de borde.

Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
21	Caudal base	2701.6	3.78	1.92	3.81	0.79	3424.19	2301.46	0.21
20	Caudal base	2701.6	3.58	1.97	3.61	0.82	3290.18	2274.02	0.22
19	Caudal base	2701.6	3.37	1.82	3.40	0.78	3479.48	2450.57	0.21
18	Caudal base	2701.6	3.16	1.52	3.20	0.79	3404.04	2458.59	0.22
17	Caudal base	2701.6	2.97	2.17	3.02	0.93	2898.71	2353.89	0.27
16	Caudal base	2701.6	2.72	0.38	2.76	0.93	2911.85	2246.22	0.26
15	Caudal base	2701.6	2.53	0.85	2.55	0.74	3661.76	2283.84	0.19
14	Caudal base	2701.6	2.37	1.08	2.40	0.74	3654.86	2201.18	0.18
13	Caudal base	2701.6	2.24	1.11	2.27	0.78	3469.59	2176.72	0.20
12	Caudal base	2701.6	2.14	0.94	2.16	0.75	3632.53	2152.26	0.18
11	Caudal base	2701.6	2.02	0.92	2.05	0.79	3474.58	2219.21	0.20
10	Caudal base	2701.6	1.95	0.25	1.96	0.58	4790.30	2467.85	0.13
9	Caudal base	2701.6	1.89	0.09	1.91	0.61	4644.95	2561.16	0.13
8	Caudal base	2701.6	1.80	0.50	1.83	0.76	3541.24	1868.34	0.18
7	Caudal base	2701.6	1.68	0.45	1.71	0.77	3595.67	2216.46	0.18
6	Caudal base	2701.6	1.53	0.34	1.56	0.78	3650.11	2313.92	0.19
5	Caudal base	2701.6	1.41	0.13	1.43	0.75	3741.87	2296.20	0.18
4	Caudal base	2701.6	1.28	0.22	1.32	0.83	3391.02	2316.73	0.21
3	Caudal base	2701.6	1.12	0.03	1.15	0.80	3580.92	2506.15	0.20
2	Caudal base	2701.6	1.03	-1.05	1.05	0.64	4492.12	2632.52	0.14
1	Caudal base	2701.6	0.90	-0.45	0.92	0.68	4004.47	2616.11	0.17

Fuente: Modelo HEC-RAS.

➤ **Modelo HEC-RAS en régimen permanente, utilizando el caudal base, considerando como condición de borde la cota máxima de marea**

En segundo lugar se desarrolla el modelo en régimen permanente utilizando el caudal base del río (Tabla 4.1), es decir 2701.6 m³/s, incluyendo como condición de borde la cota máxima de marea en la desembocadura del río.

Cálculo de la cota máxima de marea en la desembocadura del río Biobío

a) Generalidades

El fenómeno de mareas se refiere a movimientos alternativos de ascenso y descenso de las aguas del mar debido a factores astronómicos y meteorológicos.

Las mareas más altas, que ocurren a intervalos de medio mes Lunar, se llaman mareas vivas. Estas ocurren en la época de sicigias, esto es, cuando el sol, la luna y la tierra están en conjunción y las atracciones del sol y la luna, que generan la marea, se suman. El promedio de la variación media por encima de la marea baja se conoce generalmente como nivel medio del mar.

El estudio consiste básicamente en el análisis de dos aspectos fundamentales, el primero tiene relación con la determinación de los niveles del mar frente al área de estudio. Dicho análisis consiste en superponer los niveles de las mareas extremas esperadas en la zona, a partir de la

información entregada por el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA), a través de la publicación “Tablas de Marea de la Costa de Chile”, con el aumento anual de los niveles del Océano. Basándose en lo anterior, se define el nivel máximo de la marea de diseño en el sector de estudio.

La cartografía disponible para el estudio corresponde a la Carta Náutica N°6120 Golfo de Arauco, escala 1:80.000, Sistema de Referencia: SIRGAS (WGS-84) del SHOA.

b) Nivel de marea

El componente astronómico de la marea se puede representar por la superposición lineal de un conjunto de componentes armónicos. De esta manera, parámetros como el nivel medio del mar, la amplitud y fase de cada constituyente armónico se deducen de la observación de la marea, y por lo tanto, son propios de cada localidad.

En la publicación “Tablas de Marea de la Costa de Chile” del SHOA, se encuentran los niveles máximos y mínimos diarios, así como el nivel medio del mar referido al nivel de reducción de sonda.

Las predicciones de marea de los puertos nacionales, que se incluyen en las tablas de mareas, han sido procesadas en el SHOA, en base a registros obtenidos por la Red de Estaciones Permanentes de Marea y a observaciones de corto periodo efectuadas en estaciones transitorias de mareas.

Las predicciones de mareas para los puertos patrones se han emitido a partir de un conjunto de constituyentes armónicas, obtenidas para cada puerto patrón en base al análisis de un año de observaciones del nivel del mar.

Las predicciones no incluyen los efectos meteorológicos que en ocasiones pueden ser de consideración, debiendo asumirse que las alturas de mareas que en estas tablas se pronostican corresponden a aquellas esperadas bajo condiciones meteorológicas normales.

Debido a la extremada cercanía con el sector en estudio, se ha considerado como representativo de las costas que se estudian, los datos obtenidos del Puerto Secundario Coronel, cuyo Puerto Patrón es Valparaíso.

A pesar de que el sector de estudio se encuentra en la bahía de San Pedro, lugar que no está incluido en las tablas de marea, para caracterizar la marea se utiliza la información existente para la bahía de Coronel. En esta determinación se tuvo presente que ambas bahías son geográficamente cercanas y además ambas se ubican en el golfo de Arauco.

Es necesario aclarar que en Chile las alturas de mareas entregadas para los puertos patrones y secundarios, se encuentran referidas a un plano denominado nivel de reducción de sonda (NRS), que cada país adopta de acuerdo con las características del régimen de mareas de sus costas.

En Chile el NRS adoptado corresponde al nivel alcanzado por la mayor bajamar en sicigias de la localidad, estando la luna en el perigeo. Hay que recordar que los valores obtenidos para las pleamares máximas y bajamares mínimas en cada año mediante este método, corresponden sólo a aquellas esperadas bajo condiciones meteorológicas normales.

Los resultados de pleamares máximas anuales determinadas, se exponen a continuación:

Tabla 5.2: Cotas de planos de marea en pleamar, puerto patrón de Valparaíso, según tablas de marea SHOA.

NIVEL DE PLEAMAR MÁXIMO MENSUAL (m)													Máximo anual
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
2000	1.94	1.88	1.75	1.64	1.80	1.90	1.96	1.95	1.75	1.67	1.79	1.81	1.96
2002	1.90	1.90	1.81	1.81	1.84	1.82	1.82	1.87	1.85	1.77	1.86	1.88	1.90
2004	1.92	1.85	1.73	1.71	1.85	1.94	1.96	1.94	1.74	1.73	1.86	1.93	1.96
2006	1.94	1.91	1.84	1.80	1.80	1.79	1.86	1.90	1.86	1.79	1.86	1.85	1.94
2008	1.89	1.80	1.72	1.79	1.90	1.95	1.95	1.91	1.72	1.79	1.90	1.95	1.95
2009	1.96	1.92	1.78	1.79	1.89	1.95	1.97	1.90	1.76	1.73	1.78	1.88	1.97
2010	1.95	1.85	1.83	1.75	1.78	1.75	1.91	1.89	1.82	1.78	1.84	1.82	1.95
2012	1.74	1.83	1.76	1.73	1.72	1.59	1.60	1.59	1.77	1.27	1.94	1.67	1.94
Máximo mensual	1.96	1.92	1.84	1.81	1.90	1.95	1.97	1.95	1.86	1.79	1.94	1.95	1.97
PLEAMAR MAXIMA ANUAL (m.s.n.r.s.)													1.97
NIVEL DE REDUCCION DE SONDA (m.s.n.m.)													-0.91
PLEAMAR MAXIMA ANUAL (m.s.n.m.)													1.06

Tabla 5.3: Cotas de planos de marea en pleamar, puerto secundario de Coronel, según tablas de marea SHOA.

NIVEL DE PLEAMAR MÁXIMO MENSUAL (m)													Máximo anual
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
2000	1.87	1.81	1.68	1.57	1.73	1.83	1.89	1.88	1.68	1.60	1.72	1.74	1.89
2002	1.83	1.83	1.74	1.74	1.77	1.75	1.75	1.80	1.78	1.70	1.79	1.81	1.83
2004	1.85	1.78	1.66	1.64	1.78	1.87	1.89	1.87	1.67	1.66	1.79	1.86	1.89
2006	1.87	1.84	1.77	1.73	1.73	1.72	1.79	1.83	1.79	1.72	1.79	1.78	1.87
2008	1.82	1.73	1.65	1.72	1.83	1.88	1.88	1.84	1.65	1.72	1.83	1.88	1.88
2009	1.89	1.85	1.71	1.72	1.82	1.88	1.90	1.83	1.69	1.66	1.71	1.81	1.90
2010	1.88	1.78	1.76	1.68	1.71	1.68	1.84	1.82	1.75	1.71	1.77	1.75	1.88
2012	1.67	1.76	1.69	1.66	1.65	1.52	1.53	1.52	1.70	1.20	1.87	1.60	1.87
Máximo mensual	1.89	1.85	1.77	1.74	1.83	1.88	1.90	1.88	1.79	1.72	1.83	1.88	1.90
PLEAMAR MAXIMA ANUAL (m.s.n.r.s.)													1.90
NIVEL DE REDUCCION DE SONDA (m.s.n.m.)													-0.91
PLEAMAR MAXIMA ANUAL (m.s.n.m.)													0.99

c) Componentes no astronómicos de la marea

Los componentes no astronómicos de la marea, no se pueden representar por una caracterización armónica. Estos fenómenos presentan una ocurrencia de naturaleza estocástica por lo que se superponen a la respuesta armónica. La estimación de la magnitud de estos valores es determinística y la oportunidad en que se presenta cada uno, ha sido estimada considerando la superposición de eventos de modo de garantizar un criterio conservador.

Los factores que eventualmente se superponen a la señal armónica de la marea pueden ser causados por gradientes de presión atmosférica, temporales de viento, marejadas, etc.

- Sobre elevación de la marea por efecto del viento:

Para la caracterización de los vientos en la zona, se toma como antecedente de referencia el documento C.P. CORONEL ORD. N° 12.600/ 305 VRS. HABILITA MUELLE NORTE PERTENECIENTE A LA COMPAÑÍA PUERTO DE CORONEL, emitido el 19 de Diciembre de 2008 por la Capitanía de Puerto de Coronel-Lota (Armada de Chile), en el que se establecen condiciones, regulaciones y límites para la maniobrabilidad y operación de las naves en el muelle perteneciente a la Compañía Puerto de Coronel S.A. En este documento se expone lo siguiente:

“Los vientos reinantes en la bahía son los comunes a esta zona, es decir, los del 1er y 4to cuadrantes en invierno, y los del 3er en primavera y verano.

Cuando soplan los primeros con violencia durante los temporales de invierno, queda la mar en relativa calma en la parte N de la bahía, por estar protegida de dichos vientos por la configuración de la costa. A la inversa, en la época de Octubre a Marzo, los vientos predominantes son los del S a SW, Particularmente, los de esta última dirección soplan a veces con mucha intensidad, levantándose verdaderos temporales y fuertes marejadas, las cuales ponen a las naves en peligro de garrear, porque el puerto se encuentra sin protección alguna contra los vientos del SW.

Después de haber soplado con fuerza los vientos del N y NW se presentan comúnmente, las bravesas de mar que tienen una duración de 3 días aproximadamente.

La circulación de vientos entre los 30° S y 40° S presenta una clara variabilidad estacional, producto de la migración anual del Anticiclón Permanente del Pacífico. De esta forma, se distinguen dos patrones principales de dominancia del viento, asociados al verano e invierno, y dos períodos de transición, durante los meses de Marzo - Abril y Octubre Noviembre.

*Entre los meses de Mayo y Septiembre, los amplios frentes ciclónicos se centran en los 45° S debido al desplazamiento hacia el Norte del centro de alta presión. Esto causa fuertes inestabilidades y periodos de mal tiempo, con vientos arrachados provenientes del 4to cuadrante (N - NW) que alcanzan entre **25 a 50 nudos** y que son generalmente acompañados de intensas lluvias.*

*Durante la primavera y especialmente el desplazamiento del centro de alta presión hacia el Sur, genera un aumento de la frecuencia e intensidad de vientos sostenidos provenientes de S SW, con vientos máximos que alcanzan magnitudes de entre **20 y 35 nudos** entre las 16:00 y las 21:00 horas”.*

Del análisis de antecedentes disponibles, se adopta como velocidad de viento de diseño, 50 nudos, lo que equivale a 84.4 (pies/s) es decir 25.5 (m/s).

Se evalúa a continuación, el aumento del nivel del mar por efecto de los temporales, mediante la ecuación de Keugelan:

$$Z = \frac{ku^2x}{g(h_1 - h_0 - S)} \ln\left(\frac{h_1}{h_0 + Z}\right) \quad (5.1.1)$$

dónde:

- Z = Peraltamiento a una distancia x del punto de interés desde el límite de aguas profundas.
k = Factor constante, correspondiente a 0.0000033.
u = Velocidad del viento, en pies/s.
x = Distancia a la que se mide Z, en pies.
g = Aceleración de gravedad, en pies/s².
h₁ = Profundidad del mar en el límite de aguas profundas, en pies.
h₀ = Profundidad a la que se mide Z (sector rompiente de las olas), en pies.

El parámetro h₁ puede ser asimilado a la zona sublitoral exterior, la cual se encuentra entre la costa y el límite de la plataforma continental, además tradicionalmente esta se encuentra a una profundidad entre los 50 m y 100 m.

En el caso de h₀, que corresponde a la profundidad en la que comienza el rompimiento del oleaje, esta se encuentra generalmente entre los 5 m y 10 m, dependiendo de las irregularidades del lecho marino.

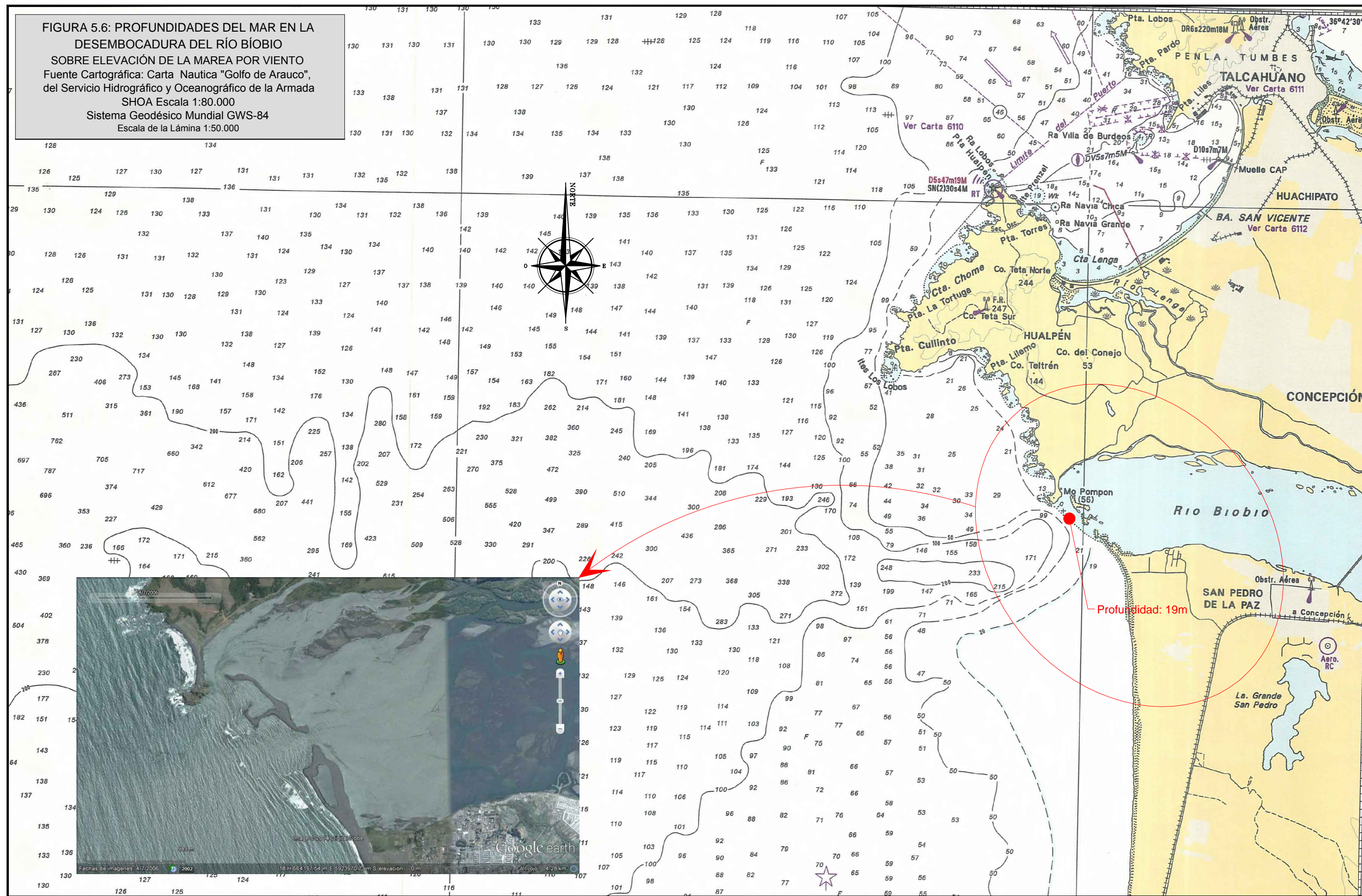
La determinación de los parámetros necesarios se realiza en base a la carta náutica N° 61020 Golfo de Arauco en la Desembocadura del Río Biobío y a la imagen satelital del lugar, disponible en Google Earth.

En la Tabla 5.4 y la Figura 5.6 se presentan los resultados y la información necesaria para determinar el peraltamiento del nivel de la marea por efecto del viento.

Tabla 5.4: Sobre elevación de la marea por efecto del viento.

Sistema Inglés			Sistema Métrico		
Parámetro	Unidad	Cantidad	Parámetro	Unidad	Cantidad
g	(pies/s ²)	32.19	g	(m/s ²)	9.81
k	-	0.0000033	k	-	0.0000033
u	(pies/s)	84.4	u	(m/s)	25.7
x	(pies)	3280.84	x	(m)	1000
h ₁	(pies)	62.34	h ₁	(m)	19
h ₀	(pies)	0	h ₀	(m)	0
Z	(pies)	0.0633846	Z	(m)	0.019

FIGURA 5.6: PROFUNDIDADES DEL MAR EN LA DESEMBOCADURA DEL RÍO BÍOBIO
 SOBRE ELEVACIÓN DE LA MAREA POR VIENTO
 Fuente Cartográfica: Carta Nautica "Golfo de Arauco", del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada SHOA Escala 1:80.000
 Sistema Geodésico Mundial GWS-84 Escala de la Lámina 1:50.000



- **Sobre elevación de la marea por efecto de la presión atmosférica:**

Las variaciones de presión atmosférica provocan que se alcancen alturas mayores a las estimadas cuando la presión atmosférica es menor a la normal, en tanto que altas presiones implican menores alturas que las pronosticadas.

Es posible estimar la corrección a las alturas de mareas pronosticadas, utilizando el siguiente cuadro:

Tabla 5.5: Corrección por presión atmosférica.

PRESION ATMOSFERICA		Corrección
(mm de Hg)	(hectopascales)	(m)
722	963	0.50
726	968	0.45
730	973	0.40
734	978	0.35
738	983	0.30
741	988	0.25
745	993	0.20
749	998	0.15
752	1003	0.10
756	1008	0.05
760	1013	0.00
764	1018	-0.50
768	1023	-0.10
771	1028	-0.15
775	1033	-0.20
779	1038	-0.25

Fuente: Tablas de Marea de la Costa de Chile (SHOA).

Desde un punto de vista conservador se considera el peor escenario con respecto a los cambios de presión atmosférica, es decir, 0.50 m.

- **Sobre elevación de la marea por efecto del oleaje:**

Otro componente no astronómico de las variaciones del nivel del mar, que se presenta en el borde de playa, es la sobre elevación producto de la acción del oleaje. Esta sobre elevación se manifiesta entre la rompiente y la línea de playa, y en condiciones de temporal puede llegar a ser significativa.

La bahía de San Pedro, así como la bahía de Coronel, están afectadas principalmente por el oleaje conocido como swell oceánico o marejada.

El swell oceánico corresponde al oleaje generado en sectores alejados del Océano Pacífico, a distancias considerables de la costa. Se presenta principalmente del suroeste o sur, corresponde a la condición anticiclónica predominante en el área y se caracteriza por periodos comprendidos entre los 8 y 15 s, y alturas modales significativas entre 1.5 y 2.5 m, costa afuera del Golfo de Arauco. Al propagarse hacia el interior de la Bahía de Coronel, el swell sufre efectos de

refracción, difracción y otros, alcanzando alturas modales significativas por lo general inferiores a 0.2 m, con periodos similares a los experimentados costa afuera.

Dada su ubicación, la bahía de San Pedro se encuentra al abrigo del swell oceánico proveniente del norte y parcialmente protegida del swell del noroeste por la presencia de caleta Chome. Además, cuando ocurre una crecida, el flujo del río desplaza la rompiente costa afuera, produciendo al mismo tiempo, erosión en la barra de la playa, razón por la cual, es poco probable que en este punto de la costa se desarrolle una sobre elevación producto del oleaje; no obstante lo anterior, se considera para efectos de diseño una sobre elevación por oleaje de 0.50 m.



Figura 5.7: Barras arenosas en la desembocadura del río Biobío.

d) Nivel de la marea de diseño

A continuación se resumen los valores obtenidos para los diferentes componentes de la marea considerados en el estudio y el nivel de la marea de diseño.

Tabla 5.6: Nivel de la marea de diseño.

Marea astronómica	Marea meteorológica		Oleaje	Marea de diseño
Marea máxima calculada (m.s.n.m.)	Sobre elevación por viento (m)	Variaciones de la presión atmosférica (m)	Sobre elevación por oleaje (m)	Marea máxima absoluta (m.s.n.m.)
0.99	0.019	0.50	0.50	2.01

Resultados del modelo HEC-RAS

El modelo contempla un flujo permanente, en régimen subcrítico o de río, cuyas condiciones de borde son el caudal aguas arriba y la cota máxima de marea aguas abajo.

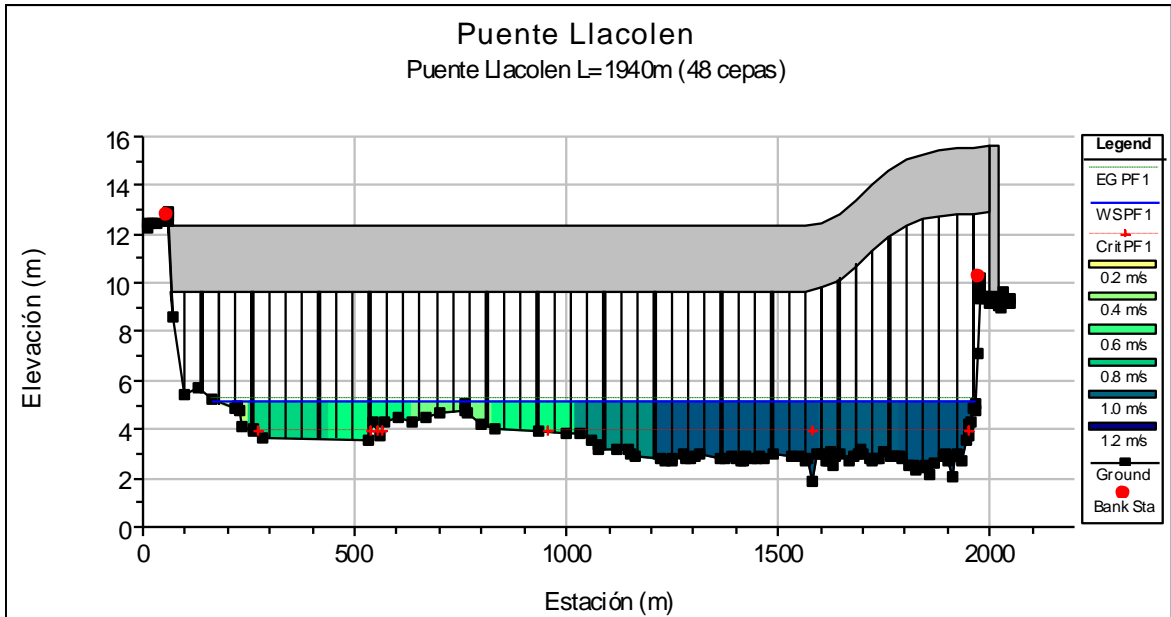


Figura 5.8: Perfil transversal aguas arriba del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

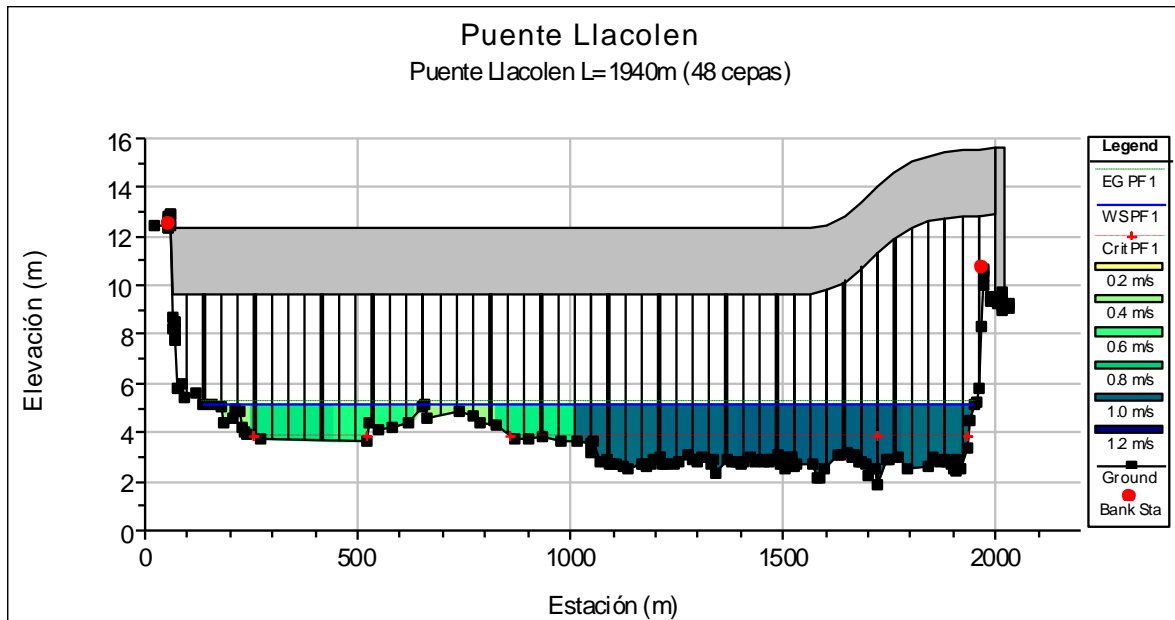


Figura 5.9: Perfil transversal aguas abajo del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

Tabla 5.7: Eje hidráulico del río Biobío utilizando el caudal base en régimen permanente, con cota máxima de marea como condición de borde.

Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
44	Caudal base	2701.6	6.65	5.55	6.69	0.90	2989.74	1721.12	0.22
43	Caudal base	2701.6	6.47	5.33	6.51	0.91	2959.42	1665.98	0.22
42	Caudal base	2701.6	6.30	5.16	6.35	0.96	2805.99	1554.78	0.23
41	Caudal base	2701.6	6.12	4.86	6.16	0.91	2969.42	1538.15	0.21
40	Caudal base	2701.6	5.91	4.71	5.96	0.98	2753.74	1447.34	0.23
39	Caudal base	2701.6	5.80	4.57	5.85	0.99	2727.52	1403.80	0.23
38	Caudal base	2701.6	5.69	4.28	5.74	0.92	2939.60	1376.76	0.20
37	Caudal base	2701.6	5.68	4.28	5.73	0.92	2925.88	1376.85	0.20
36	Caudal base	2701.6	5.65	4.08	5.69	0.86	3149.77	1377.07	0.18
Puente Chacabuco									
35	Caudal base	2701.6	5.63	4.10	5.67	0.87	3118.18	1389.55	0.18
34	Caudal base	2701.6	5.51	4.08	5.55	0.88	3056.67	1465.64	0.20
33	Caudal base	2701.6	5.38	4.01	5.41	0.82	3283.25	1657.01	0.19
32	Caudal base	2701.6	5.21	3.88	5.25	0.87	3103.67	1804.49	0.21
Puente Llacolén									
31	Caudal base	2701.6	5.17	3.83	5.21	0.87	3101.78	1815.13	0.21
30	Caudal base	2701.6	5.04	3.53	5.08	0.84	3201.57	1747.05	0.20
29	Caudal base	2701.6	4.90	3.50	4.95	0.96	2804.35	1685.82	0.24
Puente Ferroviario									
28	Caudal base	2701.6	4.88	3.48	4.93	0.97	2782.99	1684.58	0.24
27	Caudal base	2701.6	4.71	3.11	4.75	0.85	3187.65	1952.82	0.21
26	Caudal base	2701.6	4.52	3.01	4.56	0.85	3176.43	2068.52	0.22
25	Caudal base	2701.6	4.36	2.76	4.39	0.81	3345.70	2136.61	0.21
24	Caudal base	2701.6	4.15	2.55	4.18	0.86	3156.14	2071.87	0.22
Puente Juan Pablo II									
23	Caudal base	2701.6	4.10	2.45	4.14	0.83	3257.99	2097.25	0.21
22	Caudal base	2701.6	3.96	2.26	3.99	0.75	3599.97	2263.58	0.19
21	Caudal base	2701.6	3.79	1.92	3.82	0.78	3451.07	2302.37	0.20
20	Caudal base	2701.6	3.59	1.97	3.63	0.81	3331.26	2282.10	0.21
19	Caudal base	2701.6	3.39	1.82	3.42	0.76	3549.32	2450.91	0.20
18	Caudal base	2701.6	3.21	1.52	3.24	0.77	3516.32	2465.69	0.21
17	Caudal base	2701.6	3.04	2.17	3.08	0.88	3063.40	2360.82	0.25
16	Caudal base	2701.6	2.83	0.38	2.87	0.85	3177.34	2260.32	0.23
15	Caudal base	2701.6	2.69	0.85	2.72	0.67	4046.26	2284.82	0.16
14	Caudal base	2701.6	2.59	1.08	2.61	0.65	4131.22	2212.34	0.15
13	Caudal base	2701.6	2.50	1.11	2.53	0.67	4052.25	2188.50	0.16
12	Caudal base	2701.6	2.45	0.94	2.47	0.63	4301.10	2166.80	0.14
11	Caudal base	2701.6	2.39	0.92	2.41	0.64	4341.30	2515.49	0.14
10	Caudal base	2701.6	2.35	0.25	2.36	0.49	5815.45	2741.02	0.10
9	Caudal base	2701.6	2.32	0.09	2.33	0.50	5764.05	2746.28	0.10
8	Caudal base	2701.6	2.27	0.50	2.29	0.61	4475.30	2169.07	0.13
7	Caudal base	2701.6	2.22	0.45	2.23	0.58	4837.47	2466.53	0.12
6	Caudal base	2701.6	2.16	0.34	2.18	0.56	5158.66	2486.83	0.11
5	Caudal base	2701.6	2.12	0.13	2.14	0.52	5485.56	2671.37	0.10
4	Caudal base	2701.6	2.09	0.22	2.10	0.53	5455.60	2729.24	0.11
3	Caudal base	2701.6	2.05	0.03	2.06	0.48	6064.15	2747.24	0.10
2	Caudal base	2701.6	2.03	-1.05	2.04	0.40	7206.94	2709.30	0.07
1	Caudal base	2701.6	2.01	-0.45	2.02	0.39	7022.01	2746.34	0.08

Fuente: Modelo HEC-RAS.

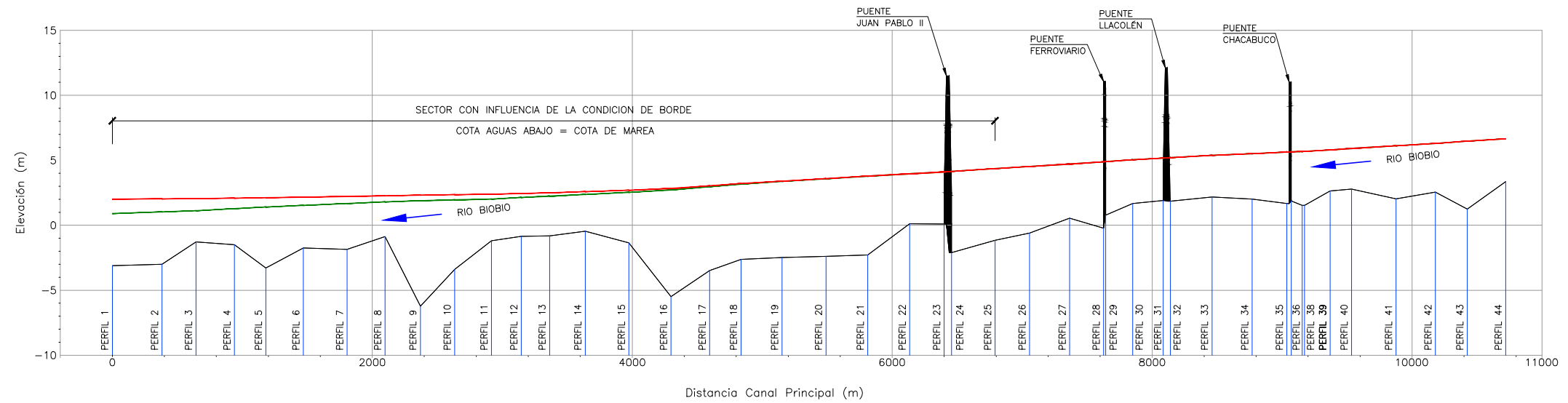
Analizando los ejes hidráulicos realizados en régimen permanente, utilizando el caudal base, se puede observar que la influencia de la cota de marea en la desembocadura del río, considerando el caso extremo, es decir el de la cota máxima de marea, alcanza aproximadamente hasta el perfil N°25 del modelo, alrededor de 6800 m aguas arriba desde la desembocadura del río, es decir alrededor de 1300 m aguas abajo del puente Llacolén.

Comparando los ejes hidráulicos de ambos modelos, se observa que la diferencia de altura de agua varía desde 1.11 m en el perfil N°1 a 0.01 m en el perfil N°24, por lo que se puede concluir que al utilizar la cota máxima de mareas como condición de borde de salida, su influencia se siente a lo largo de gran parte del modelo, pero no llega hasta el sector de ubicación del puente Llacolén.

A continuación se incluye una lámina (Figura 5.10) con la superposición de los perfiles longitudinales de los ejes hidráulicos de ambos modelos. En esta lámina también se incluyen dos plantas que muestran hasta qué punto llega la inundación en cada uno de los modelos.

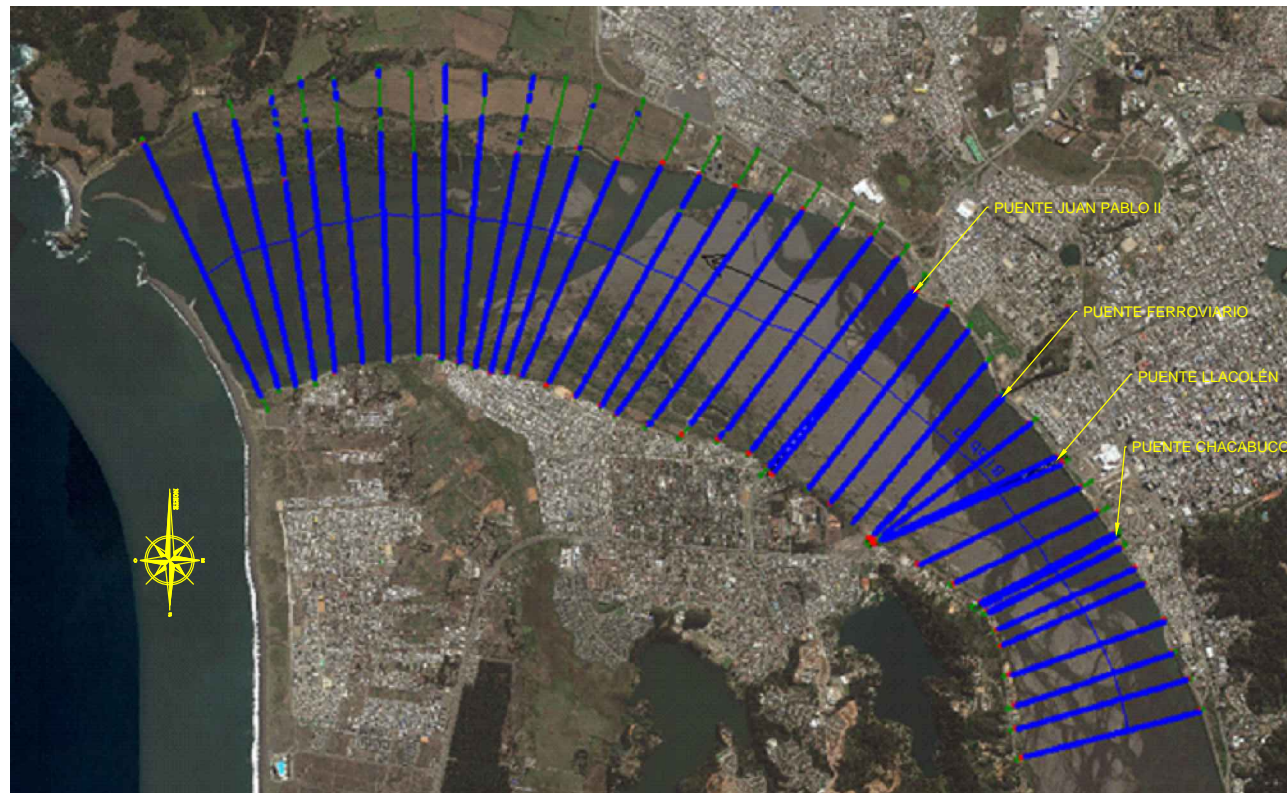
FIGURA 5.10: MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE
EJE HIDRÁULICO DEL RÍO BÍOPIO
CAUDAL BASE
SITUACIÓN CON Y SIN CONDICIÓN DE BORDE DE MAREA
 Escalas Indicadas

MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE CONSIDERANDO EL CAUDAL BASE
PERFIL LONGITUDINAL
EJE HIDRÁULICO DEL RÍO BÍOPIO
 ESCALA: H=1:50
 V=1:200



SIMBOLOGÍA

- CRECIDA 2006 CON CONDICIÓN DE BORDE DE COTA DE MAREA
- CRECIDA 2006 SIN CONDICIÓN DE BORDE DE COTA DE MAREA



MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE SIN CONDICIÓN DE BORDE DE COTA DE MAREA MAXIMA
PLANTA EJE HIDRÁULICO DEL RÍO BÍOPIO
 SIN ESCALA



MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE CON CONDICIÓN DE BORDE DE COTA DE MAREA MAXIMA
PLANTA EJE HIDRÁULICO DEL RÍO BÍOPIO
 SIN ESCALA

Del análisis anterior se concluye que, para el caudal base, la variación de la cota de marea no alcanza a influir el eje hidráulico del modelo a la altura del puente Llacolén, por lo que se ha optado por no considerar la cota máxima de marea como condición de borde en el resto de los modelos de este Estudio.

5.1.3 Modelo HEC-RAS en régimen permanente, utilizando el caudal máximo que alcanzó la crecida de julio de 2006

A continuación se presenta los resultados del modelo en régimen permanente, considerando el caudal máximo registrado durante la crecida de julio de 2006 ($16261.28 \text{ m}^3/\text{s}$).

Resultados del modelo HEC-RAS

El modelo contempla un flujo permanente, en régimen subcrítico o de río, cuyas condiciones de borde son el caudal aguas arriba y la pendiente normal aguas abajo.

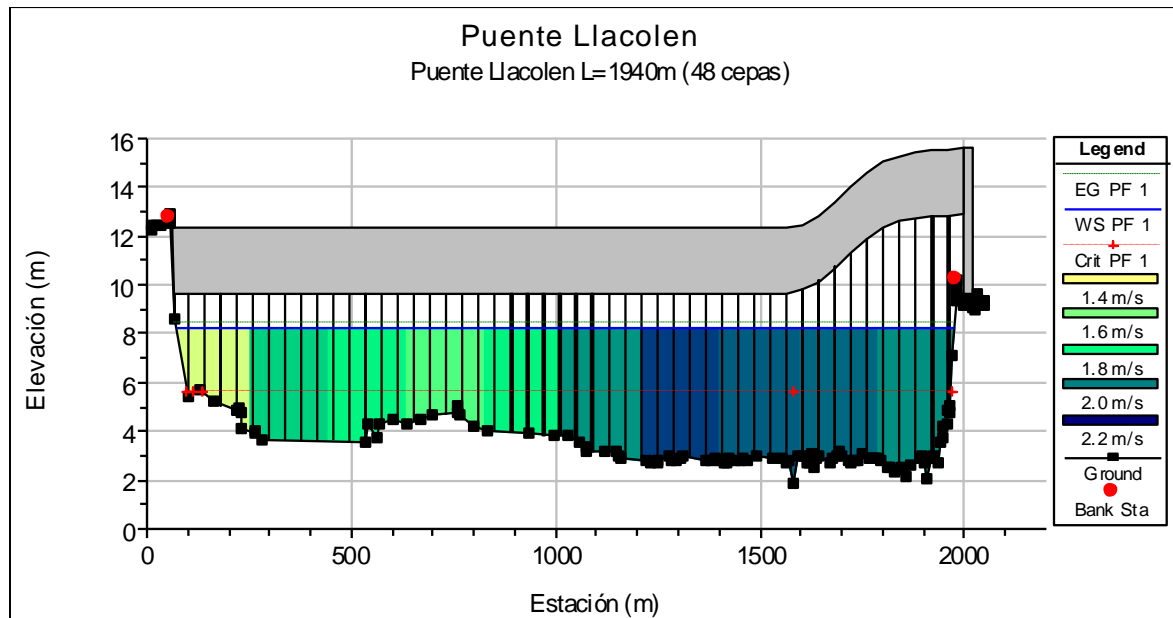


Figura 5.11: Perfil transversal aguas arriba del puente Llacolén.

Fuente: Modelo HEC-RAS.

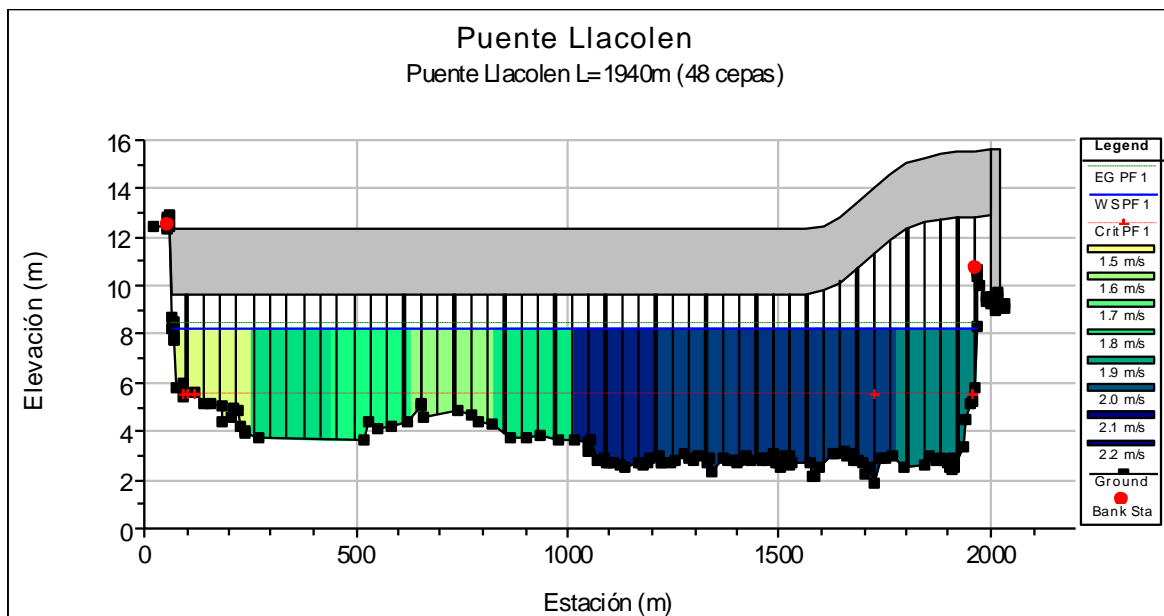


Figura 5.12 Perfil transversal aguas abajo del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

En los perfiles transversales se puede apreciar que, en la zona de ubicación del puente, el escurrimiento principal se produce desde el centro hacia la ribera norte del cauce (lado derecho de los perfiles), esto se ve reflejado en la velocidad del flujo, que es mayor en este sector, por lo que se puede esperar que en esta zona las socavaciones también sean mayores. La razón principal de esta asimetría es que en el sector de ubicación del puente Llacolén, el trazado longitudinal del cauce comienza a describir una curva, la que concluye en la desembocadura del río, en el océano Pacífico.

En la Figura 5.13 se observa cómo, a medida que la curva del trazado del río se hace más pronunciada, mayor es la depositación de material hacia la ribera sur. Se puede observar claramente como el brazo principal del río tiende a ocupar el sector más cercano a la ribera norte, ya que la inercia propia del flujo hace que el río tienda a seguir su recorrido en línea recta. Esta es la razón por la que la ribera norte del río Biobío, en todo este sector, se encuentra protegida con defensas fluviales de gran extensión.



Figura 5.13: Vista aérea del río Biobío, en el sector de su paso por la ciudad de Concepción y llegada al océano Pacífico.

Tabla 5.8: Eje hidráulico del río Biobío en régimen permanente, utilizando el caudal máximo que alcanzó la crecida de julio de 2006.

Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
44	Julio-06	16261.3	10.16	7.00	10.32	1.80	9047.76	1747.25	0.25
43	Julio-06	16261.3	9.98	6.83	10.15	1.84	8836.19	1689.17	0.26
42	Julio-06	16261.3	9.80	6.73	9.99	1.97	8270.95	1571.56	0.27
41	Julio-06	16261.3	9.60	6.43	9.79	1.95	8348.01	1556.02	0.27
40	Julio-06	16261.3	9.31	6.34	9.54	2.11	7705.67	1459.98	0.29
39	Julio-06	16261.3	9.17	6.24	9.41	2.18	7472.50	1414.73	0.30
38	Julio-06	16261.3	9.01	5.98	9.25	2.16	7519.97	1392.94	0.30
37	Julio-06	16261.3	8.99	5.98	9.23	2.17	7497.78	1392.53	0.30
36	Julio-06	16261.3	8.94	5.77	9.16	2.11	7709.49	1398.18	0.29
Puente Chacabuco									
35	Julio-06	16261.3	8.89	5.79	9.12	2.12	7716.61	1451.48	0.29
34	Julio-06	16261.3	8.69	5.75	8.92	2.09	7792.87	1535.11	0.29
33	Julio-06	16261.3	8.49	5.52	8.68	1.92	8479.15	1674.08	0.27
32	Julio-06	16261.3	8.28	5.52	8.45	1.83	8873.43	1902.97	0.27
Puente Llacolén									
31	Julio-06	16261.3	8.23	5.48	8.40	1.84	8845.94	1895.19	0.27
30	Julio-06	16261.3	8.06	5.28	8.23	1.87	8705.92	1849.73	0.28
29	Julio-06	16261.3	7.86	5.36	8.07	2.01	8102.80	1819.69	0.30

Continuación Tabla 5.8: Eje hidráulico del río Biobío en régimen permanente, utilizando el caudal máximo que alcanzó la crecida de julio de 2006.

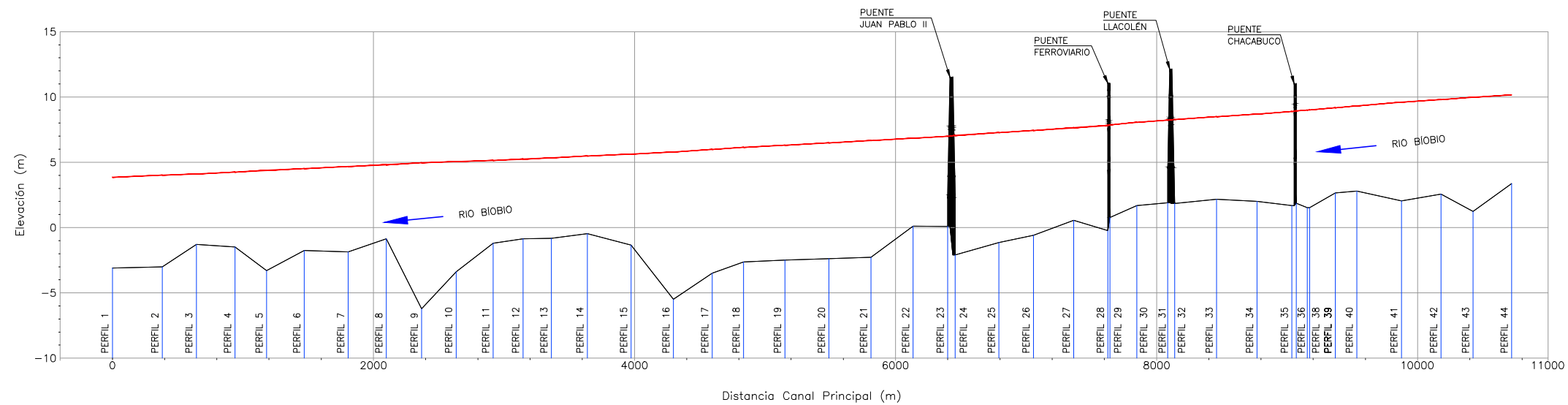
Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
Puente Ferroviario									
28	Julio-06	16261.3	7.82	5.35	8.03	2.02	8055.99	1824.86	0.31
27	Julio-06	16261.3	7.64	5.00	7.81	1.82	8993.84	1989.74	0.27
26	Julio-06	16261.3	7.43	4.83	7.59	1.77	9229.31	2083.51	0.27
25	Julio-06	16261.3	7.27	4.59	7.41	1.70	9575.28	2146.38	0.26
24	Julio-06	16261.3	7.05	4.47	7.20	1.71	9575.12	2280.95	0.26
Puente Juan Pablo II									
23	Julio-06	16261.3	6.99	4.38	7.14	1.72	9564.66	2220.02	0.26
22	Julio-06	16261.3	6.84	4.11	6.97	1.59	10281.66	2407.55	0.24
21	Julio-06	16261.3	6.66	3.98	6.79	1.57	10412.41	2493.60	0.24
20	Julio-06	16261.3	6.48	3.87	6.60	1.58	10339.93	2620.82	0.25
19	Julio-06	16261.3	6.30	3.60	6.41	1.51	10824.94	2583.93	0.23
18	Julio-06	16261.3	6.14	3.41	6.25	1.49	11026.42	2685.74	0.23
17	Julio-06	16261.3	5.99	3.44	6.11	1.57	10568.45	2677.56	0.24
16	Julio-06	16261.3	5.79	3.14	5.92	1.60	10167.74	2393.41	0.25
15	Julio-06	16261.3	5.63	2.65	5.74	1.47	11244.51	2633.84	0.22
14	Julio-06	16261.3	5.48	2.49	5.58	1.48	11584.33	2875.29	0.22
13	Julio-06	16261.3	5.34	2.42	5.45	1.51	11321.43	2848.51	0.23
12	Julio-06	16261.3	5.24	2.24	5.35	1.50	11419.98	2757.60	0.22
11	Julio-06	16261.3	5.14	2.24	5.24	1.45	12027.88	2814.69	0.21
10	Julio-06	16261.3	5.05	1.61	5.13	1.30	13292.87	2769.20	0.18
9	Julio-06	16261.3	4.96	1.62	5.04	1.34	13102.37	2776.92	0.19
8	Julio-06	16261.3	4.81	1.88	4.93	1.60	11071.28	2683.74	0.23
7	Julio-06	16261.3	4.68	1.83	4.79	1.52	11591.20	2774.05	0.22
6	Julio-06	16261.3	4.51	1.70	4.62	1.54	11434.92	2691.83	0.23
5	Julio-06	16261.3	4.38	1.52	4.48	1.51	11730.39	2779.88	0.22
4	Julio-06	16261.3	4.25	1.55	4.36	1.54	11420.68	2798.37	0.23
3	Julio-06	16261.3	4.11	1.37	4.21	1.48	11734.96	2771.20	0.22
2	Julio-06	16261.3	4.01	0.89	4.10	1.38	12590.00	2740.05	0.20
1	Julio-06	16261.3	3.85	0.94	3.95	1.37	12142.18	2800.22	0.21

Fuente: Modelo HEC-RAS.

FIGURA 5.14: MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE
 DE FLUJO PERMANENTE
 EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO
 MAXIMO CAUDAL DE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
 Escalas Indicadas

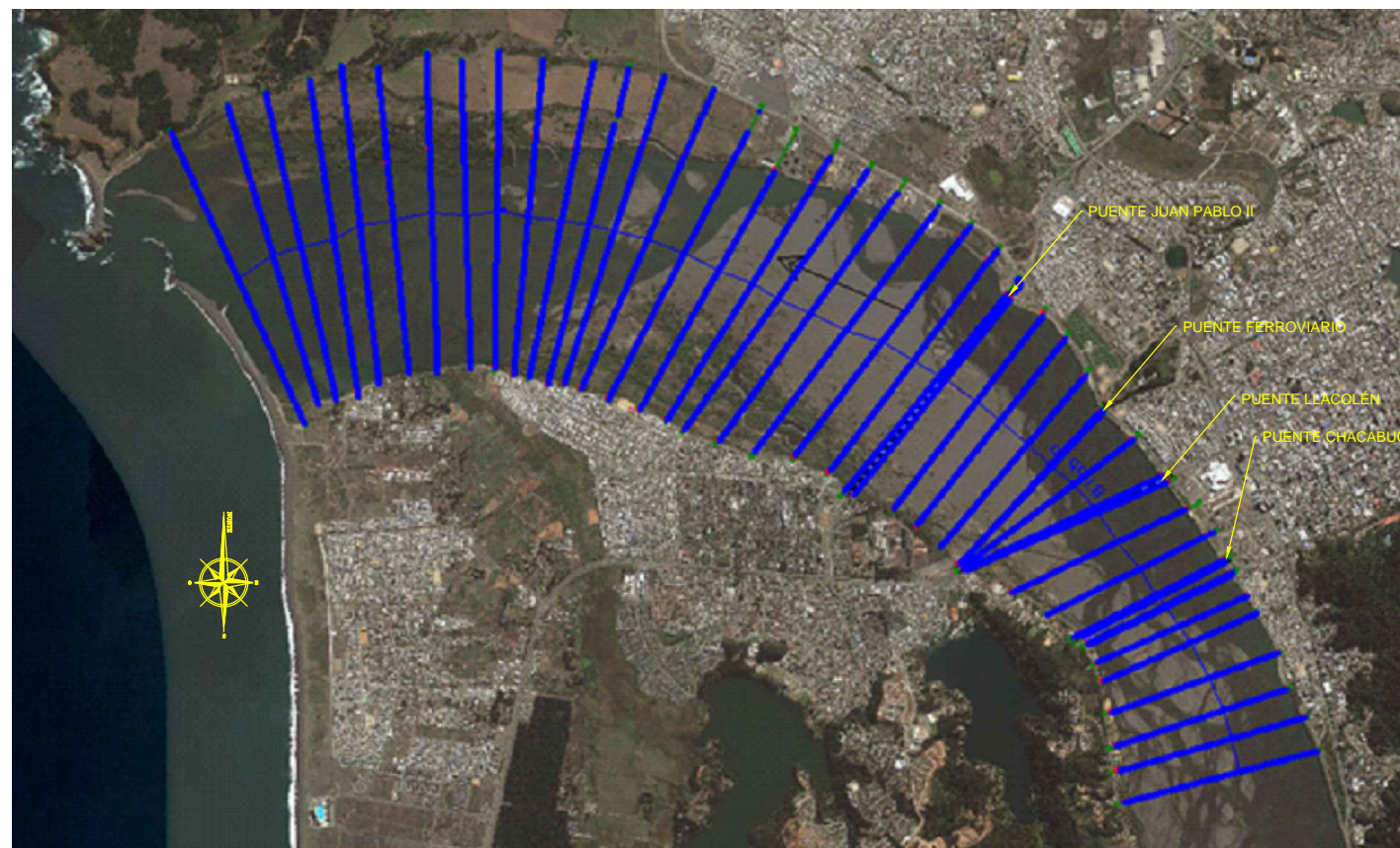
MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE CONSIDERANDO EL MAXIMO CAUDAL DURANTE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
 PERFIL LONGITUDINAL
 EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO

ESCALA: H=1:50
 V=1:200



SIMBOLOGÍA

— CRECIDA 2006



MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE
 PLANTA EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO DURANTE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
 SIN ESCALA

5.1.4 Modelo HEC-RAS en régimen no permanente, utilizando el hidrograma de la crecida de julio de 2006

En este modelo se considera como base topográfica, los mismos perfiles batimétricos que en el modelo con régimen permanente, pero solo hasta el perfil N°35, ya que este corresponde al perfil más cercano a la ubicación de la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, esto se hace debido a que se considera como condición de borde aguas arriba el hidrograma de la crecida de julio de 2006, el que fue confeccionado con los datos registrados durante dicho evento, por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”.

Resultados del modelo HEC-RAS

El modelo contempla un flujo no permanente, en régimen subcrítico o de río, cuyas condiciones de borde son el hidrograma de la crecida de julio de 2006 (descrito en el punto 4.3 de este Informe) aguas arriba y la pendiente normal aguas abajo.

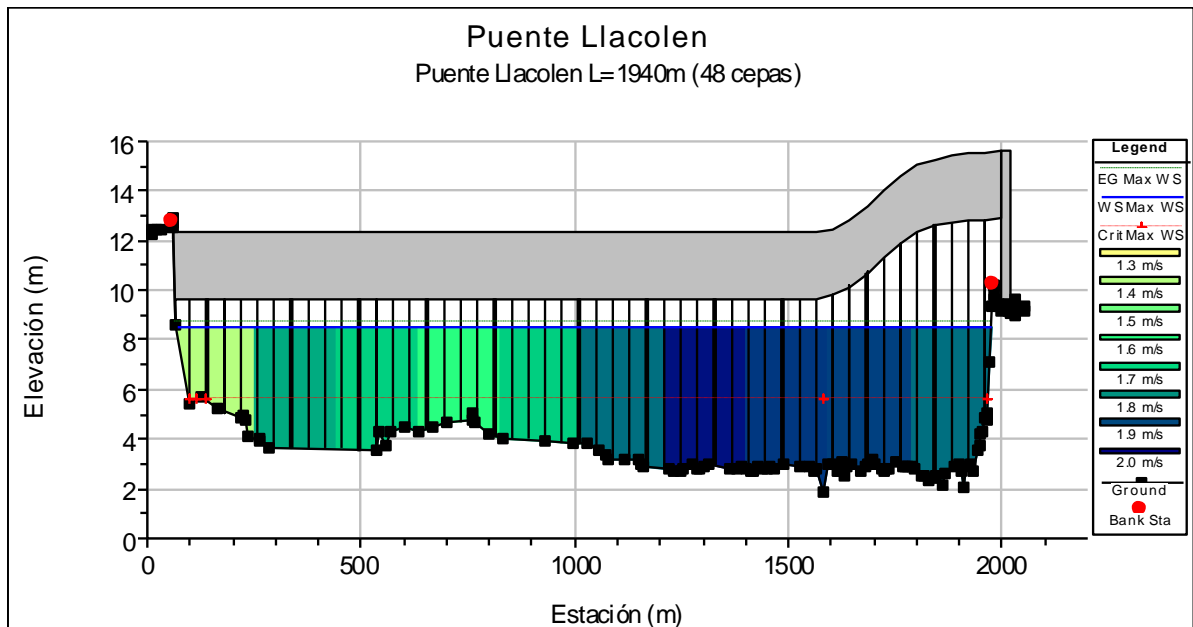


Figura 5.15: Perfil transversal aguas arriba del puente Llacolén.

Fuente: Modelo HEC-RAS.

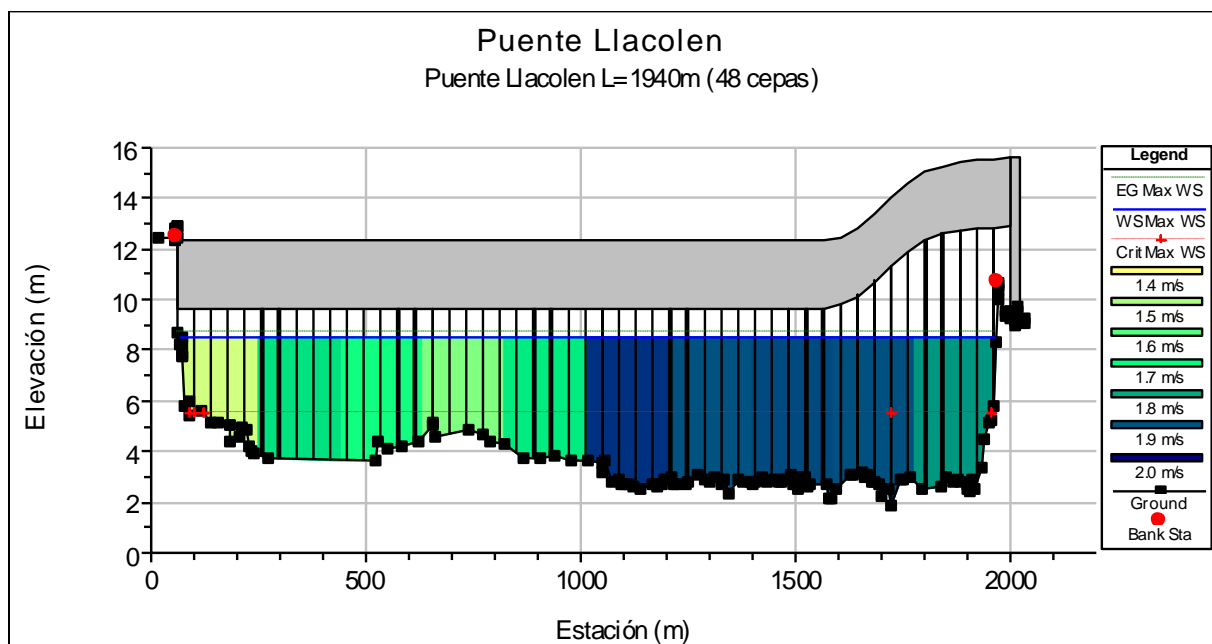


Figura 5.16: Perfil transversal aguas abajo del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

**Tabla 5.9: Eje hidráulico del río Biobío, en el peak del hidrograma
13:00 horas del 12 de julio de 2006.**

Perfil	Hora	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
Puente Chacabuco									
35	13:00	16261.0	9.12	5.79	9.33	2.03	8043.36	1458.37	0.27
34	13:00	16256.4	8.95	5.75	9.15	1.99	8193.80	1584.28	0.27
33	13:00	16250.6	8.80	5.52	8.96	1.81	8986.76	1675.10	0.25
32	13:00	16244.0	8.64	5.52	8.79	1.70	9548.73	1907.25	0.24
Puente Llacolén									
31	13:00	16244.0	8.52	5.48	8.67	1.73	9394.41	1901.81	0.25
30	13:00	16239.1	8.38	5.27	8.54	1.75	9305.47	1852.30	0.25
29	13:00	16234.8	8.23	5.36	8.41	1.86	8776.32	1821.71	0.27
Puente Ferroviario									
28	13:00	16234.8	7.86	5.36	8.07	2.00	8133.76	1824.94	0.30
27	13:00	16223.0	7.70	4.99	7.87	1.79	9115.16	1989.86	0.27
26	13:00	16223.7	7.51	4.84	7.66	1.73	9387.84	2083.83	0.26
25	13:00	16218.1	7.36	4.58	7.50	1.66	9770.90	2146.67	0.25
24	13:00	16210.6	7.16	4.47	7.30	1.67	9827.49	2281.93	0.25
Puente Juan Pablo II									
23	13:00	16210.6	6.97	4.38	7.12	1.72	9518.06	2219.70	0.26
22	13:00	16204.7	6.83	4.10	6.96	1.59	10241.20	2407.15	0.24
21	13:00	16197.1	6.65	3.97	6.77	1.57	10371.73	2493.25	0.24
20	13:00	16189.0	6.46	3.86	6.59	1.58	10295.12	2618.64	0.25
19	13:00	16180.2	6.28	3.57	6.40	1.50	10787.90	2582.84	0.23
18	13:00	16171.7	6.12	3.40	6.23	1.48	10991.86	2681.95	0.23
17	13:00	16164.9	5.98	3.43	6.10	1.56	10539.07	2677.32	0.24
16	13:00	16157.0	5.78	3.13	5.91	1.59	10144.71	2393.36	0.25
15	13:00	16148.2	5.62	2.64	5.73	1.47	11227.63	2633.78	0.22
14	13:00	16138.4	5.46	2.47	5.56	1.47	11527.66	2875.29	0.22

**Continuación Tabla 5.9: Eje hidráulico del río Biobío, en el peak del hidrograma
13:00 horas del 12 de julio de 2006.**

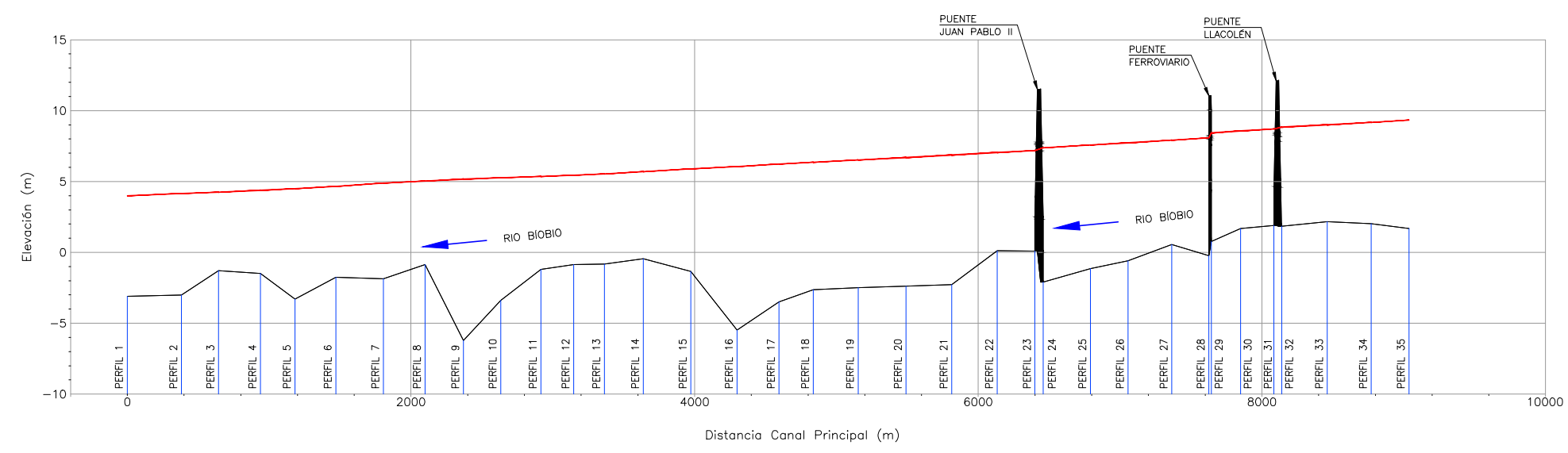
Perfil	Hora	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
13	13:00	16129.9	5.32	2.42	5.43	1.51	11267.42	2848.18	0.23
12	13:00	16123.2	5.22	2.24	5.33	1.50	11376.10	2756.28	0.22
11	13:00	16116.0	5.13	2.23	5.23	1.44	12003.09	2814.67	0.21
10	13:00	16107.0	5.05	1.59	5.13	1.29	13297.53	2769.21	0.18
9	13:00	16098.7	4.97	1.61	5.05	1.32	13127.33	2776.93	0.18
8	13:00	16090.3	4.83	1.86	4.95	1.57	11122.07	2683.92	0.23
7	13:00	16081.3	4.70	1.81	4.80	1.50	11638.73	2774.05	0.22
6	13:00	16071.3	4.48	1.69	4.59	1.54	11352.47	2691.83	0.23
5	13:00	16063.0	4.32	1.51	4.43	1.51	11572.02	2779.88	0.22
4	13:00	16055.7	4.20	1.54	4.31	1.55	11258.14	2798.37	0.23
3	13:00	16046.9	4.06	1.35	4.16	1.48	11595.79	2771.20	0.22
2	13:00	16039.2	3.97	0.87	4.05	1.37	12476.82	2739.97	0.20
1	13:00	16027.9	3.82	0.92	3.91	1.36	12036.95	2799.88	0.20

Fuente: Modelo HEC-RAS.

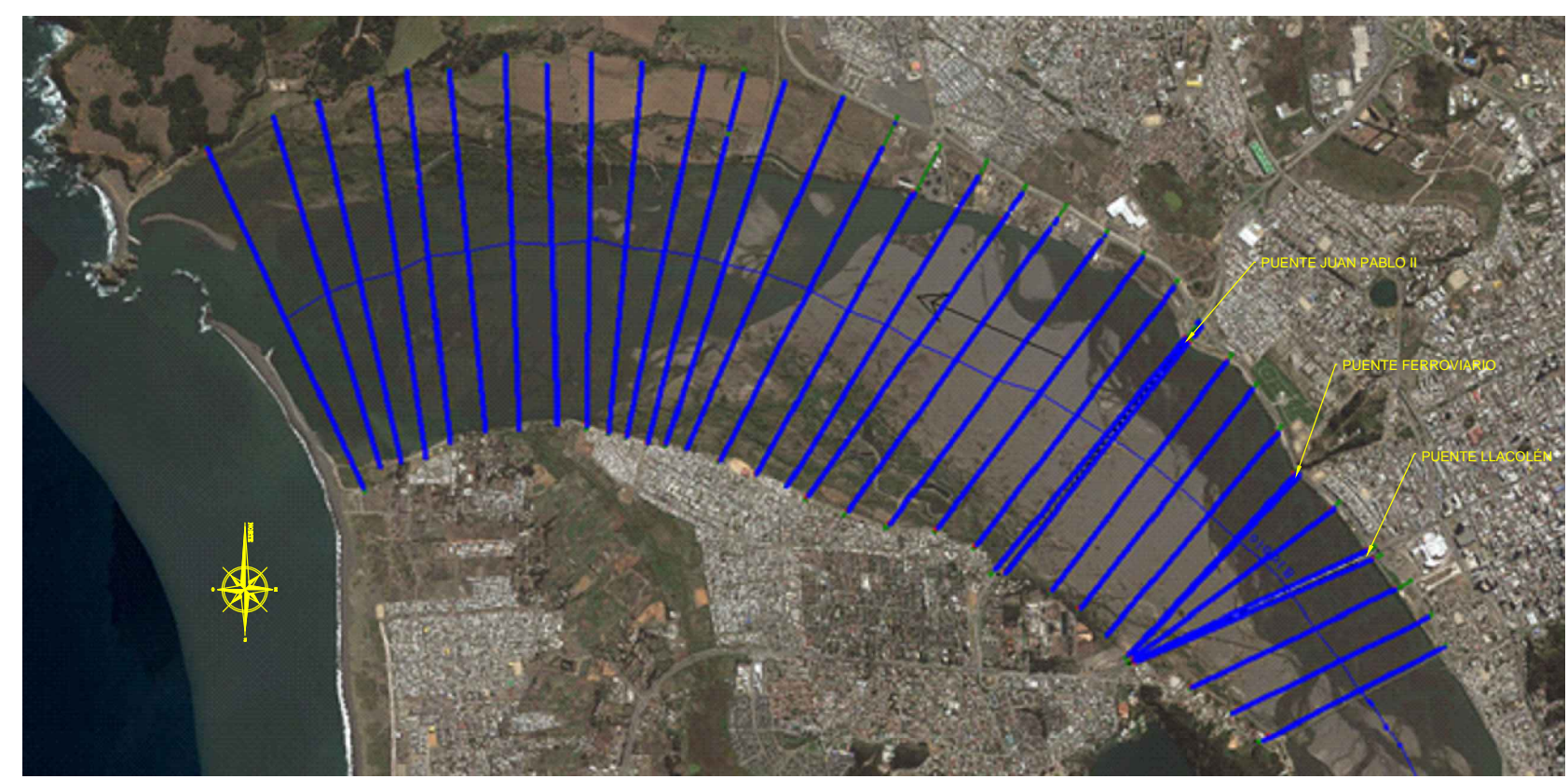
A continuación se incluye una lámina (Figura 5.17) con la línea de agua correspondiente al eje hidráulico modelado, en la que también se incluye una planta que, mediante los perfiles del modelo, muestra la zona de inundación de la crecida.

FIGURA 5.17: MODELO HEC-RAS DE FLUJO NO PERMANENTE
 DE FLUJO NO PERMANENTE
 EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO
 DURANTE EL PEAK DE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
 Escalas Indicadas

MODELO HEC-RAS DE FLUJO NO PERMANENTE
 PERFIL LONGITUDINAL
 EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO DURANTE EL PEAK DE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
 ESCALA: H=1:50
 V=1:200



SIMBOLOGÍA
 HIDROGRAMA CRECIDA 2006



MODELO HEC-RAS DE FLUJO NO PERMANENTE
 PLANTA EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO DURANTE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
 SIN ESCALA

5.2 Modelo bidimensional RiverFLO-2D

Para confeccionar este modelo se utiliza el software RiverFLO-2D versión 3.1, desarrollado por Hydronia, LLC. Este modelo numérico es utilizado en el desarrollo de estudios hidráulicos de variadas características, tales como el cálculo de ejes hidráulicos en ríos, evaluación de zonas inundables, cálculo de transporte de sedimentos, etc., y se basa en la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones.

Los datos de entrada son la topografía del cauce (DTM), el hidrograma de la crecida de julio de 2006, la ubicación de las cepas de cada puente y los coeficientes de rugosidad de Manning (los que se indican en el punto 5.1.1 de este Informe).

La topografía utilizada, corresponde a perfiles batimétricos tomados en terreno, y los puntos entre perfiles, utilizados para completar la malla que utilizó el modelo, fueron interpolados. Se debe señalar que hubiera sido mejor contar con un levantamiento tipo nube de puntos que permitiera contar con una malla confeccionada con estos puntos, sin requerir recurrir a la interpolación.

El resultado está constituido por los parámetros hidráulicos del escurrimiento: niveles de escurrimiento crítico y altura del eje hidráulico, velocidad del flujo, número de Froude, etc.

Se desarrolla el modelo en régimen no permanente, es decir ingresando como dato de entrada de caudal, el hidrograma de la crecida de julio de 2006.

En este modelo consideramos como base topográfica, desde el perfil batimétrico N°1 hasta el N°35, de manera de utilizar el mismo criterio utilizado en el desarrollo del modelo HEC-RAS, ya que el perfil batimétrico N°35 corresponde al perfil más cercano a la ubicación de la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, y esto tiene sentido ya que se considera como condición de borde aguas arriba, el hidrograma de la crecida de julio de 2006, el que fue confeccionado con los datos registrados durante dicho evento, por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”.

Resultados del modelo

El modelo contempla un flujo no permanente, en régimen subcrítico o de río, cuyas condiciones de borde son el hidrograma de la crecida de julio de 2006 aguas arriba y la pendiente normal aguas abajo.

Tabla 5.10: Eje hidráulico del río Biobío, en el peak del hidrograma 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Hora	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
Puente Chacabuco					
35	13:00	16200.7	9.57	1.79	0.24
34	13:00	16682.2	9.42	1.93	0.25
33	13:00	15997.0	9.22	2.25	0.29
32	13:00	16444.2	8.89	2.13	0.28
Puente Llacolén					
31	13:00	16313.2	8.80	2.12	0.28

**Continuación Tabla 5.10: Eje hidráulico del río Biobío, en el peak del hidrograma
13:00 horas del 12 de julio de 2006.**

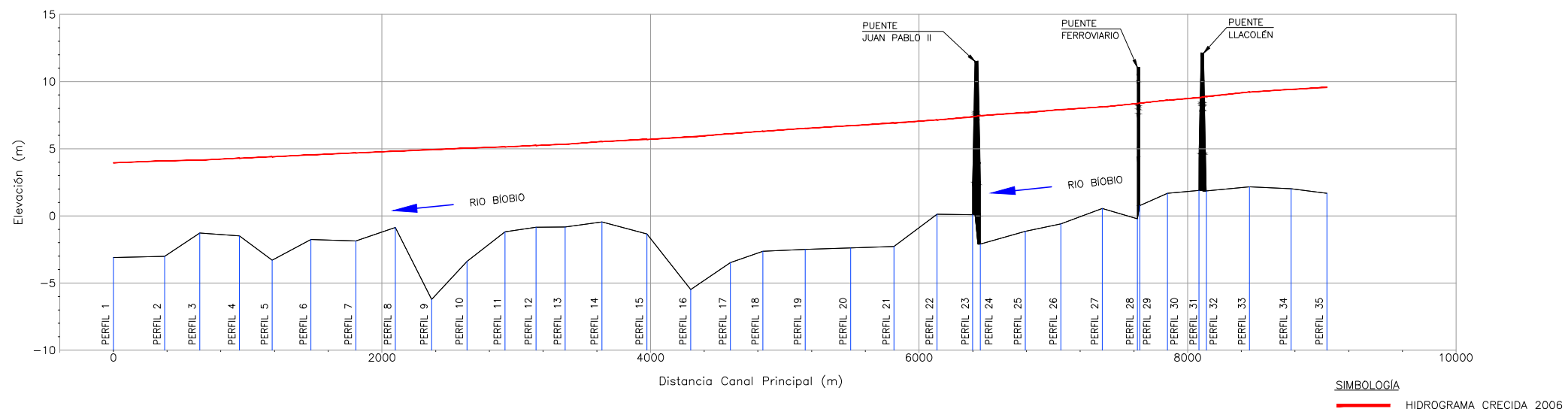
Perfil	Hora	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
30	13:00	16177.6	8.61	2.06	0.27
29	13:00	16360.1	8.40	2.19	0.31
Puente Ferroviario					
28	13:00	16343.2	8.36	2.17	0.30
27	13:00	16132.7	8.11	2.04	0.29
26	13:00	16311.8	7.91	2.02	0.29
25	13:00	16224.8	7.69	1.91	0.28
24	13:00	16238.2	7.46	1.72	0.26
Puente Juan Pablo II					
23	13:00	16093.5	7.37	1.73	0.26
22	13:00	16170.7	7.15	1.74	0.28
21	13:00	16254.3	6.92	1.69	0.27
20	13:00	16209.1	6.71	1.57	0.26
19	13:00	16218.0	6.52	1.53	0.24
18	13:00	16133.3	6.30	1.66	0.27
17	13:00	16016.7	6.12	1.71	0.27
16	13:00	16161.0	5.88	1.77	0.28
15	13:00	16079.6	5.70	1.60	0.23
14	13:00	16121.3	5.53	1.65	0.23
13	13:00	16086.7	5.34	1.72	0.25
12	13:00	16144.0	5.25	1.63	0.23
11	13:00	16111.3	5.14	1.57	0.22
10	13:00	16007.4	5.05	1.42	0.19
9	13:00	16113.3	4.93	1.48	0.23
8	13:00	15969.1	4.81	1.47	0.21
7	13:00	15980.6	4.69	1.48	0.21
6	13:00	15849.7	4.54	1.46	0.21
5	13:00	15943.8	4.40	1.50	0.23
4	13:00	15931.6	4.29	1.51	0.22
3	13:00	15988.7	4.15	1.53	0.22
2	13:00	15853.2	4.10	1.27	0.16
1	13:00	15841.5	3.95	1.54	0.20

Fuente: Modelo RiverFLO-2D.

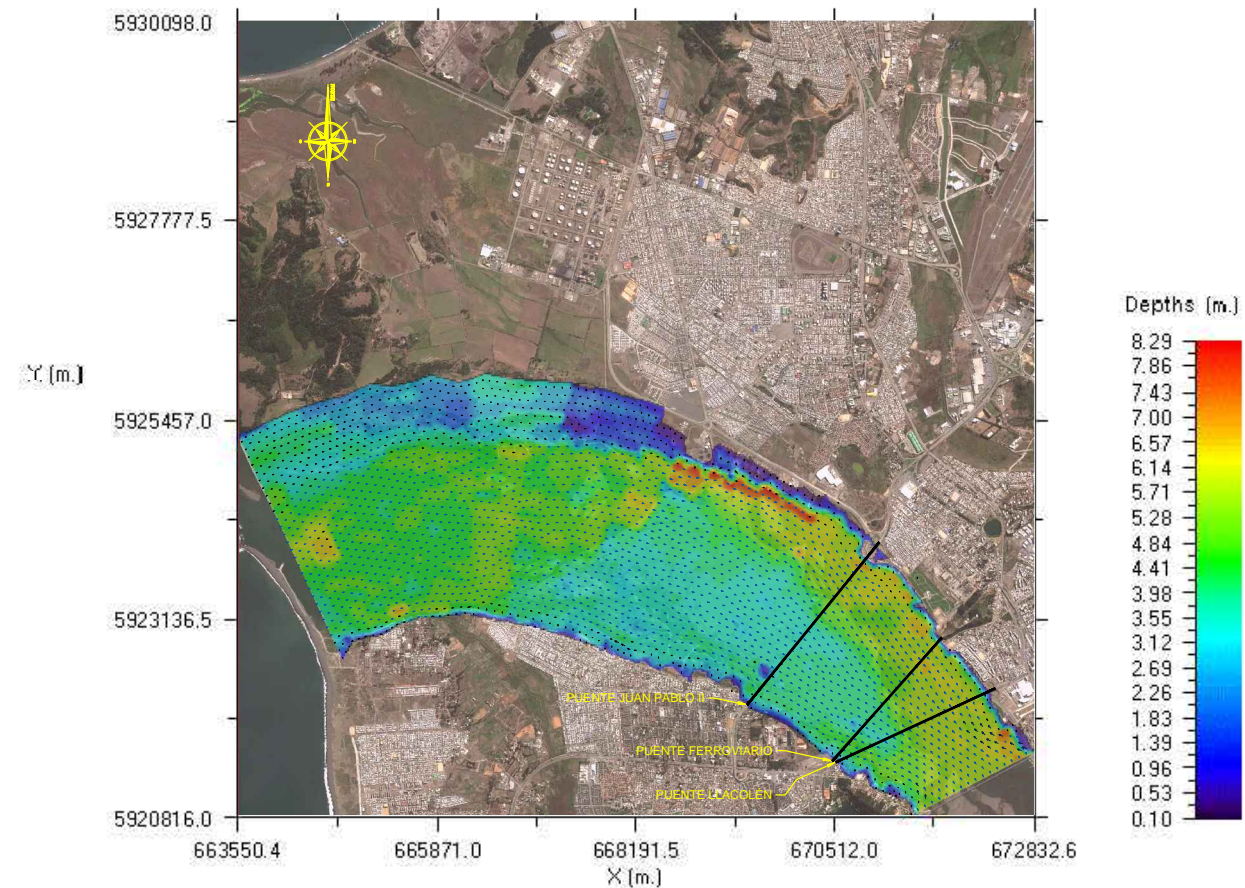
A continuación se incluye una lámina (Figura 5.18) con la línea de agua correspondiente al eje hidráulico modelado, en la que también se incluye una planta que muestra la altura de agua que se alcanzó a las 13:00 horas del 12 de julio de 2006 y representado con flechas, el campo de velocidades del escurrimiento.

FIGURA 5.18: MODELO RiverFLO-2D DE FLUJO NO PERMANENTE EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO DURANTE EL PEAK DE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
Escala Indicadas

MODELO RiverFLO-2D DE FLUJO NO PERMANENTE PERFIL LONGITUDINAL EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO DURANTE EL PEAK DE LA CRECIDA DE JULIO DE 2006
ESCALA: H=1:50 V=1:200



RiverFLO-2D Depths
TIME: 0003:12:59:59 DDDD:HH:MM:SS



MODELO RiverFlo-2D DE FLUJO NO PERMANENTE PLANTA EN LA QUE SE MUESTRA LA ALTURA DE AGUA QUE SE ALCANZÓ A LAS 13:00 DEL 12 DE JULIO DE 2006 Y EL CAMPO DE VELOCIDADES DEL ESCURRIMIENTO
SIN ESCALA

Por tratarse de un modelo bidimensional, el RiverFLO-2D, calcula y entrega resultados a todo lo largo de la sección transversal del río. A continuación se entregan en forma de tablas los resultados que entrega el modelo, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006, es decir cuando el hidrograma alcanza su peak, en las secciones inmediatamente aguas abajo y aguas arriba del puente Llacolén.

Tabla 5.11: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas abajo del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
31	16313.2	0.00	12.30	0.00	12.30	0.00	0.00
31	16313.2	9.80	12.24	0.00	12.24	0.00	0.00
31	16313.2	19.60	12.15	0.00	12.15	0.00	0.00
31	16313.2	29.40	11.78	0.00	11.78	0.00	0.00
31	16313.2	39.21	11.42	0.00	11.42	0.00	0.00
31	16313.2	49.01	11.06	0.00	11.06	0.00	0.00
31	16313.2	58.81	10.69	0.00	10.69	0.00	0.00
31	16313.2	68.61	10.19	0.00	10.19	0.01	0.00
31	16313.2	78.41	9.61	0.00	9.61	0.02	0.00
31	16313.2	88.21	9.04	0.00	9.04	0.02	0.00
31	16313.2	98.01	8.46	0.00	8.46	0.03	0.00
31	16313.2	107.82	7.64	0.69	8.33	0.04	0.01
31	16313.2	117.62	6.70	1.64	8.34	0.04	0.01
31	16313.2	127.42	5.76	2.58	8.35	0.05	0.01
31	16313.2	137.22	5.28	3.07	8.36	0.10	0.02
31	16313.2	147.02	5.16	3.21	8.37	0.17	0.03
31	16313.2	156.82	5.04	3.34	8.38	0.29	0.05
31	16313.2	166.62	4.91	3.49	8.39	0.43	0.07
31	16313.2	176.42	4.77	3.63	8.40	0.56	0.09
31	16313.2	186.23	4.64	3.77	8.41	0.70	0.12
31	16313.2	196.03	4.51	3.91	8.42	0.84	0.14
31	16313.2	205.83	4.38	4.05	8.43	0.96	0.15
31	16313.2	215.63	4.28	4.14	8.42	1.01	0.16
31	16313.2	225.43	4.18	4.23	8.41	1.07	0.17
31	16313.2	235.23	4.08	4.33	8.40	1.12	0.17
31	16313.2	245.03	3.98	4.42	8.40	1.17	0.18
31	16313.2	254.84	3.88	4.51	8.39	1.23	0.18
31	16313.2	264.64	3.81	4.57	8.39	1.25	0.19
31	16313.2	274.44	3.77	4.62	8.39	1.26	0.19
31	16313.2	284.24	3.75	4.64	8.39	1.30	0.19
31	16313.2	294.04	3.75	4.64	8.39	1.36	0.20
31	16313.2	303.84	3.75	4.64	8.39	1.41	0.21
31	16313.2	313.64	3.75	4.64	8.39	1.47	0.22
31	16313.2	323.45	3.75	4.64	8.39	1.53	0.23
31	16313.2	333.25	3.74	4.66	8.40	1.58	0.23
31	16313.2	343.05	3.72	4.69	8.41	1.63	0.24
31	16313.2	352.85	3.70	4.72	8.41	1.68	0.25
31	16313.2	362.65	3.69	4.73	8.42	1.73	0.25
31	16313.2	372.45	3.68	4.74	8.43	1.77	0.26
31	16313.2	382.25	3.69	4.75	8.44	1.79	0.26
31	16313.2	392.06	3.69	4.76	8.45	1.81	0.26
31	16313.2	401.86	3.70	4.76	8.46	1.82	0.27
31	16313.2	411.66	3.70	4.77	8.47	1.84	0.27

Continuación Tabla 5.11: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas abajo del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
31	16313.2	421.46	3.71	4.78	8.48	1.85	0.27
31	16313.2	431.26	3.71	4.78	8.49	1.87	0.27
31	16313.2	441.06	3.72	4.78	8.50	1.88	0.27
31	16313.2	450.86	3.75	4.76	8.51	1.87	0.27
31	16313.2	460.66	3.77	4.74	8.51	1.87	0.27
31	16313.2	470.47	3.79	4.73	8.52	1.87	0.27
31	16313.2	480.27	3.81	4.71	8.52	1.86	0.27
31	16313.2	490.07	3.84	4.69	8.53	1.86	0.27
31	16313.2	499.87	3.87	4.67	8.53	1.86	0.27
31	16313.2	509.67	3.92	4.62	8.54	1.86	0.28
31	16313.2	519.47	3.98	4.57	8.55	1.86	0.28
31	16313.2	529.27	4.04	4.52	8.56	1.85	0.28
31	16313.2	539.08	4.10	4.46	8.56	1.85	0.28
31	16313.2	548.88	4.16	4.40	8.57	1.84	0.28
31	16313.2	558.68	4.23	4.34	8.57	1.84	0.28
31	16313.2	568.48	4.29	4.28	8.57	1.83	0.28
31	16313.2	578.28	4.35	4.23	8.58	1.82	0.28
31	16313.2	588.08	4.41	4.17	8.58	1.82	0.28
31	16313.2	597.88	4.48	4.11	8.58	1.81	0.29
31	16313.2	607.69	4.54	4.04	8.59	1.81	0.29
31	16313.2	617.49	4.61	3.97	8.59	1.81	0.29
31	16313.2	627.29	4.68	3.91	8.59	1.81	0.29
31	16313.2	637.09	4.73	3.87	8.59	1.82	0.30
31	16313.2	646.89	4.74	3.86	8.60	1.83	0.30
31	16313.2	656.69	4.73	3.87	8.60	1.84	0.30
31	16313.2	666.49	4.72	3.88	8.60	1.85	0.30
31	16313.2	676.30	4.72	3.88	8.60	1.86	0.30
31	16313.2	686.10	4.71	3.89	8.60	1.87	0.30
31	16313.2	695.90	4.71	3.90	8.60	1.88	0.30
31	16313.2	705.70	4.70	3.90	8.60	1.88	0.30
31	16313.2	715.50	4.69	3.91	8.61	1.89	0.31
31	16313.2	725.30	4.69	3.92	8.61	1.90	0.31
31	16313.2	735.10	4.68	3.93	8.61	1.91	0.31
31	16313.2	744.90	4.67	3.94	8.61	1.92	0.31
31	16313.2	754.71	4.66	3.96	8.62	1.92	0.31
31	16313.2	764.51	4.59	4.03	8.62	1.92	0.31
31	16313.2	774.31	4.53	4.10	8.63	1.92	0.30
31	16313.2	784.11	4.46	4.17	8.63	1.92	0.30
31	16313.2	793.91	4.40	4.24	8.64	1.92	0.30
31	16313.2	803.71	4.34	4.31	8.65	1.92	0.30
31	16313.2	813.51	4.27	4.38	8.65	1.92	0.29
31	16313.2	823.32	4.21	4.45	8.66	1.92	0.29
31	16313.2	833.12	4.14	4.52	8.67	1.93	0.29
31	16313.2	842.92	4.08	4.59	8.67	1.93	0.29
31	16313.2	852.72	4.02	4.66	8.68	1.93	0.29
31	16313.2	862.52	3.96	4.73	8.69	1.93	0.28
31	16313.2	872.32	3.94	4.76	8.70	1.94	0.28
31	16313.2	882.12	3.91	4.79	8.70	1.95	0.28
31	16313.2	891.93	3.89	4.82	8.71	1.96	0.28
31	16313.2	901.73	3.87	4.84	8.71	1.97	0.29

Continuación Tabla 5.11: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas abajo del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
31	16313.2	911.53	3.84	4.87	8.72	1.98	0.29
31	16313.2	921.33	3.82	4.90	8.72	1.99	0.29
31	16313.2	931.13	3.80	4.93	8.72	2.00	0.29
31	16313.2	940.93	3.77	4.96	8.73	2.01	0.29
31	16313.2	950.73	3.75	4.98	8.73	2.01	0.29
31	16313.2	960.54	3.73	5.00	8.73	2.02	0.29
31	16313.2	970.34	3.70	5.03	8.73	2.02	0.29
31	16313.2	980.14	3.65	5.08	8.73	2.03	0.29
31	16313.2	989.94	3.60	5.13	8.73	2.03	0.29
31	16313.2	999.74	3.55	5.18	8.73	2.03	0.29
31	16313.2	1009.54	3.50	5.23	8.73	2.04	0.28
31	16313.2	1019.34	3.45	5.28	8.74	2.04	0.28
31	16313.2	1029.14	3.41	5.33	8.74	2.04	0.28
31	16313.2	1038.95	3.36	5.38	8.74	2.04	0.28
31	16313.2	1048.75	3.31	5.43	8.74	2.05	0.28
31	16313.2	1058.55	3.26	5.48	8.73	2.05	0.28
31	16313.2	1068.35	3.21	5.53	8.73	2.05	0.28
31	16313.2	1078.15	3.15	5.58	8.73	2.05	0.28
31	16313.2	1087.95	3.10	5.64	8.73	2.06	0.28
31	16313.2	1097.75	3.04	5.69	8.73	2.06	0.28
31	16313.2	1107.56	2.99	5.74	8.73	2.07	0.28
31	16313.2	1117.36	2.93	5.80	8.73	2.07	0.27
31	16313.2	1127.16	2.88	5.85	8.73	2.07	0.27
31	16313.2	1136.96	2.83	5.90	8.73	2.08	0.27
31	16313.2	1146.76	2.79	5.95	8.74	2.08	0.27
31	16313.2	1156.56	2.75	5.99	8.74	2.08	0.27
31	16313.2	1166.36	2.71	6.03	8.74	2.08	0.27
31	16313.2	1176.17	2.70	6.04	8.75	2.08	0.27
31	16313.2	1185.97	2.72	6.03	8.75	2.08	0.27
31	16313.2	1195.77	2.74	6.01	8.75	2.09	0.27
31	16313.2	1205.57	2.76	5.99	8.75	2.09	0.27
31	16313.2	1215.37	2.78	5.97	8.76	2.09	0.27
31	16313.2	1225.17	2.80	5.96	8.76	2.09	0.27
31	16313.2	1234.97	2.82	5.95	8.77	2.10	0.27
31	16313.2	1244.78	2.83	5.94	8.77	2.10	0.28
31	16313.2	1254.58	2.85	5.93	8.78	2.11	0.28
31	16313.2	1264.38	2.87	5.92	8.79	2.11	0.28
31	16313.2	1274.18	2.87	5.93	8.80	2.12	0.28
31	16313.2	1283.98	2.86	5.94	8.80	2.12	0.28
31	16313.2	1293.78	2.85	5.95	8.81	2.13	0.28
31	16313.2	1303.58	2.85	5.96	8.81	2.13	0.28
31	16313.2	1313.38	2.84	5.98	8.81	2.13	0.28
31	16313.2	1323.19	2.83	5.99	8.82	2.14	0.28
31	16313.2	1332.99	2.82	6.00	8.83	2.15	0.28
31	16313.2	1342.79	2.81	6.02	8.83	2.15	0.28
31	16313.2	1352.59	2.80	6.03	8.84	2.16	0.28
31	16313.2	1362.39	2.80	6.04	8.85	2.17	0.28
31	16313.2	1372.19	2.81	6.04	8.85	2.19	0.29
31	16313.2	1381.99	2.81	6.04	8.86	2.22	0.29
31	16313.2	1391.80	2.82	6.04	8.86	2.24	0.29

Continuación Tabla 5.11: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas abajo del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
31	16313.2	1401.60	2.83	6.04	8.87	2.26	0.29
31	16313.2	1411.40	2.84	6.04	8.88	2.28	0.30
31	16313.2	1421.20	2.85	6.04	8.89	2.30	0.30
31	16313.2	1431.00	2.87	6.03	8.90	2.32	0.30
31	16313.2	1440.80	2.88	6.03	8.91	2.35	0.31
31	16313.2	1450.60	2.89	6.02	8.92	2.37	0.31
31	16313.2	1460.41	2.90	6.02	8.92	2.38	0.31
31	16313.2	1470.21	2.90	6.03	8.93	2.38	0.31
31	16313.2	1480.01	2.90	6.04	8.94	2.38	0.31
31	16313.2	1489.81	2.84	6.10	8.94	2.37	0.31
31	16313.2	1499.61	2.78	6.15	8.94	2.36	0.30
31	16313.2	1509.41	2.72	6.21	8.93	2.34	0.30
31	16313.2	1519.21	2.66	6.27	8.93	2.33	0.30
31	16313.2	1529.02	2.61	6.33	8.93	2.32	0.29
31	16313.2	1538.82	2.55	6.38	8.93	2.30	0.29
31	16313.2	1548.62	2.49	6.44	8.93	2.29	0.29
31	16313.2	1558.42	2.50	6.43	8.93	2.29	0.29
31	16313.2	1568.22	2.53	6.40	8.93	2.28	0.29
31	16313.2	1578.02	2.56	6.37	8.94	2.28	0.29
31	16313.2	1587.82	2.60	6.34	8.94	2.28	0.29
31	16313.2	1597.62	2.63	6.31	8.94	2.27	0.29
31	16313.2	1607.43	2.67	6.28	8.94	2.27	0.29
31	16313.2	1617.23	2.70	6.24	8.95	2.27	0.29
31	16313.2	1627.03	2.74	6.21	8.95	2.26	0.29
31	16313.2	1636.83	2.76	6.19	8.95	2.25	0.29
31	16313.2	1646.63	2.77	6.17	8.94	2.23	0.29
31	16313.2	1656.43	2.79	6.15	8.94	2.22	0.29
31	16313.2	1666.23	2.78	6.16	8.94	2.19	0.28
31	16313.2	1676.04	2.77	6.18	8.95	2.15	0.28
31	16313.2	1685.84	2.75	6.20	8.96	2.12	0.27
31	16313.2	1695.64	2.74	6.22	8.96	2.08	0.27
31	16313.2	1705.44	2.72	6.25	8.97	2.05	0.26
31	16313.2	1715.24	2.71	6.27	8.98	2.01	0.26
31	16313.2	1725.04	2.69	6.29	8.98	1.98	0.25
31	16313.2	1734.84	2.68	6.31	8.99	1.95	0.25
31	16313.2	1744.65	2.66	6.33	8.99	1.91	0.24
31	16313.2	1754.45	2.65	6.35	9.00	1.88	0.24
31	16313.2	1764.25	2.65	6.34	9.00	1.81	0.23
31	16313.2	1774.05	2.67	6.31	8.98	1.72	0.22
31	16313.2	1783.85	2.69	6.28	8.97	1.62	0.21
31	16313.2	1793.65	2.71	6.25	8.96	1.53	0.20
31	16313.2	1803.45	2.73	6.23	8.95	1.44	0.18
31	16313.2	1813.26	2.74	6.20	8.94	1.34	0.17
31	16313.2	1823.06	2.76	6.17	8.93	1.25	0.16
31	16313.2	1832.86	2.78	6.14	8.92	1.15	0.15
31	16313.2	1842.66	2.80	6.11	8.91	1.06	0.14
31	16313.2	1852.46	2.82	6.08	8.90	0.97	0.13
31	16313.2	1862.26	2.83	6.05	8.89	0.87	0.11
31	16313.2	1872.06	3.01	5.88	8.89	0.77	0.10
31	16313.2	1881.86	3.23	5.68	8.90	0.67	0.09

Continuación Tabla 5.11: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas abajo del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
31	16313.2	1891.67	3.45	5.46	8.91	0.57	0.08
31	16313.2	1901.47	3.70	5.21	8.91	0.48	0.07
31	16313.2	1911.27	3.95	4.95	8.90	0.39	0.06
31	16313.2	1921.07	4.20	4.70	8.89	0.31	0.05
31	16313.2	1930.87	4.44	4.45	8.89	0.22	0.03
31	16313.2	1940.67	4.69	4.19	8.88	0.13	0.02
31	16313.2	1950.47	4.94	3.94	8.88	0.04	0.01

Fuente: Modelo RiverFLO-2D.

Tabla 5.12: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas arriba del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
32	16444.2	0.00	12.30	0.00	12.30	0.00	0.00
32	16444.2	9.80	12.26	0.00	12.26	0.00	0.00
32	16444.2	19.60	12.23	0.00	12.23	0.00	0.00
32	16444.2	29.40	12.20	0.00	12.20	0.00	0.00
32	16444.2	39.21	12.17	0.00	12.17	0.00	0.00
32	16444.2	49.01	12.13	0.00	12.13	0.00	0.00
32	16444.2	58.81	11.88	0.00	11.88	0.00	0.00
32	16444.2	68.61	10.97	0.00	10.97	0.00	0.00
32	16444.2	78.41	10.07	0.00	10.07	0.00	0.00
32	16444.2	88.21	9.14	0.00	9.14	0.01	0.00
32	16444.2	98.01	8.20	0.19	8.39	0.02	0.01
32	16444.2	107.82	7.26	1.14	8.40	0.02	0.01
32	16444.2	117.62	6.32	2.08	8.41	0.03	0.01
32	16444.2	127.42	5.72	2.70	8.42	0.06	0.01
32	16444.2	137.22	5.60	2.83	8.43	0.14	0.03
32	16444.2	147.02	5.48	2.96	8.44	0.21	0.04
32	16444.2	156.82	5.36	3.10	8.45	0.29	0.05
32	16444.2	166.62	5.24	3.23	8.46	0.37	0.07
32	16444.2	176.42	5.12	3.36	8.48	0.44	0.08
32	16444.2	186.23	5.00	3.49	8.49	0.52	0.09
32	16444.2	196.03	4.88	3.62	8.49	0.62	0.10
32	16444.2	205.83	4.77	3.71	8.49	0.67	0.11
32	16444.2	215.63	4.65	3.82	8.47	0.72	0.12
32	16444.2	225.43	4.52	3.94	8.46	0.77	0.12
32	16444.2	235.23	4.39	4.05	8.44	0.82	0.13
32	16444.2	245.03	4.27	4.16	8.43	0.87	0.14
32	16444.2	254.84	4.14	4.27	8.42	0.93	0.14
32	16444.2	264.64	4.01	4.39	8.40	0.98	0.15
32	16444.2	274.44	3.93	4.49	8.42	1.06	0.16
32	16444.2	284.24	3.86	4.58	8.44	1.14	0.17
32	16444.2	294.04	3.79	4.67	8.47	1.22	0.18
32	16444.2	303.84	3.76	4.71	8.48	1.27	0.19
32	16444.2	313.64	3.74	4.74	8.48	1.33	0.19
32	16444.2	323.45	3.72	4.77	8.49	1.38	0.20
32	16444.2	333.25	3.70	4.80	8.50	1.43	0.21

Continuación Tabla 5.12: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas arriba del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
32	16444.2	343.05	3.68	4.83	8.51	1.48	0.21
32	16444.2	352.85	3.67	4.84	8.51	1.53	0.22
32	16444.2	362.65	3.67	4.85	8.52	1.58	0.23
32	16444.2	372.45	3.66	4.86	8.52	1.63	0.24
32	16444.2	382.25	3.65	4.87	8.53	1.68	0.24
32	16444.2	392.06	3.65	4.89	8.53	1.73	0.25
32	16444.2	401.86	3.64	4.90	8.54	1.78	0.26
32	16444.2	411.66	3.63	4.91	8.54	1.84	0.26
32	16444.2	421.46	3.64	4.92	8.55	1.86	0.27
32	16444.2	431.26	3.65	4.91	8.56	1.86	0.27
32	16444.2	441.06	3.67	4.89	8.57	1.86	0.27
32	16444.2	450.86	3.70	4.87	8.57	1.86	0.27
32	16444.2	460.66	3.72	4.86	8.58	1.86	0.27
32	16444.2	470.47	3.74	4.84	8.58	1.86	0.27
32	16444.2	480.27	3.76	4.83	8.58	1.87	0.27
32	16444.2	490.07	3.78	4.81	8.59	1.88	0.27
32	16444.2	499.87	3.79	4.80	8.59	1.88	0.27
32	16444.2	509.67	3.81	4.78	8.59	1.89	0.28
32	16444.2	519.47	3.85	4.75	8.60	1.89	0.28
32	16444.2	529.27	3.90	4.69	8.59	1.89	0.28
32	16444.2	539.08	3.96	4.63	8.59	1.88	0.28
32	16444.2	548.88	4.02	4.56	8.59	1.88	0.28
32	16444.2	558.68	4.09	4.50	8.59	1.88	0.28
32	16444.2	568.48	4.16	4.43	8.59	1.88	0.29
32	16444.2	578.28	4.23	4.36	8.59	1.88	0.29
32	16444.2	588.08	4.30	4.29	8.59	1.88	0.29
32	16444.2	597.88	4.37	4.22	8.59	1.88	0.29
32	16444.2	607.69	4.44	4.16	8.60	1.88	0.29
32	16444.2	617.49	4.49	4.11	8.60	1.89	0.30
32	16444.2	627.29	4.54	4.07	8.61	1.90	0.30
32	16444.2	637.09	4.58	4.04	8.61	1.91	0.30
32	16444.2	646.89	4.62	4.00	8.62	1.92	0.31
32	16444.2	656.69	4.66	3.97	8.63	1.93	0.31
32	16444.2	666.49	4.70	3.93	8.63	1.94	0.31
32	16444.2	676.30	4.73	3.91	8.64	1.95	0.32
32	16444.2	686.10	4.73	3.92	8.64	1.96	0.32
32	16444.2	695.90	4.72	3.92	8.64	1.97	0.32
32	16444.2	705.70	4.71	3.93	8.64	1.98	0.32
32	16444.2	715.50	4.71	3.94	8.65	1.99	0.32
32	16444.2	725.30	4.69	3.95	8.65	1.99	0.32
32	16444.2	735.10	4.68	3.98	8.65	1.99	0.32
32	16444.2	744.90	4.66	4.00	8.66	1.99	0.32
32	16444.2	754.71	4.65	4.02	8.66	1.99	0.32
32	16444.2	764.51	4.63	4.04	8.67	1.99	0.32
32	16444.2	774.31	4.61	4.06	8.68	1.99	0.32
32	16444.2	784.11	4.60	4.08	8.68	1.99	0.31
32	16444.2	793.91	4.54	4.14	8.69	1.99	0.31
32	16444.2	803.71	4.48	4.21	8.69	1.99	0.31
32	16444.2	813.51	4.41	4.28	8.70	1.99	0.31
32	16444.2	823.32	4.35	4.35	8.71	1.99	0.31

Continuación Tabla 5.12: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas arriba del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
32	16444.2	833.12	4.29	4.42	8.72	1.99	0.30
32	16444.2	842.92	4.23	4.49	8.73	1.99	0.30
32	16444.2	852.72	4.17	4.56	8.74	1.99	0.30
32	16444.2	862.52	4.11	4.63	8.75	1.99	0.30
32	16444.2	872.32	4.06	4.70	8.76	1.99	0.29
32	16444.2	882.12	4.00	4.77	8.77	1.99	0.29
32	16444.2	891.93	3.94	4.84	8.78	1.99	0.29
32	16444.2	901.73	3.91	4.87	8.78	2.00	0.29
32	16444.2	911.53	3.89	4.90	8.79	2.01	0.29
32	16444.2	921.33	3.86	4.93	8.79	2.02	0.29
32	16444.2	931.13	3.84	4.95	8.79	2.03	0.29
32	16444.2	940.93	3.82	4.97	8.79	2.03	0.29
32	16444.2	950.73	3.80	4.99	8.79	2.04	0.29
32	16444.2	960.54	3.78	5.02	8.79	2.04	0.29
32	16444.2	970.34	3.76	5.04	8.80	2.05	0.29
32	16444.2	980.14	3.74	5.06	8.80	2.05	0.29
32	16444.2	989.94	3.71	5.08	8.80	2.06	0.29
32	16444.2	999.74	3.68	5.12	8.80	2.06	0.29
32	16444.2	1009.54	3.63	5.17	8.80	2.06	0.29
32	16444.2	1019.34	3.58	5.21	8.80	2.07	0.29
32	16444.2	1029.14	3.53	5.26	8.80	2.07	0.29
32	16444.2	1038.95	3.48	5.31	8.80	2.07	0.29
32	16444.2	1048.75	3.43	5.36	8.80	2.07	0.29
32	16444.2	1058.55	3.38	5.41	8.80	2.07	0.28
32	16444.2	1068.35	3.33	5.46	8.80	2.07	0.28
32	16444.2	1078.15	3.28	5.51	8.80	2.07	0.28
32	16444.2	1087.95	3.23	5.56	8.80	2.08	0.28
32	16444.2	1097.75	3.18	5.61	8.80	2.08	0.28
32	16444.2	1107.56	3.13	5.67	8.80	2.08	0.28
32	16444.2	1117.36	3.08	5.72	8.80	2.08	0.28
32	16444.2	1127.16	3.04	5.76	8.80	2.09	0.28
32	16444.2	1136.96	3.00	5.80	8.80	2.09	0.28
32	16444.2	1146.76	2.96	5.85	8.81	2.09	0.28
32	16444.2	1156.56	2.92	5.89	8.81	2.09	0.27
32	16444.2	1166.36	2.88	5.94	8.81	2.09	0.27
32	16444.2	1176.17	2.84	5.98	8.82	2.09	0.27
32	16444.2	1185.97	2.79	6.03	8.82	2.09	0.27
32	16444.2	1195.77	2.75	6.07	8.82	2.09	0.27
32	16444.2	1205.57	2.77	6.05	8.83	2.09	0.27
32	16444.2	1215.37	2.79	6.05	8.84	2.10	0.27
32	16444.2	1225.17	2.81	6.04	8.84	2.10	0.27
32	16444.2	1234.97	2.82	6.03	8.85	2.11	0.27
32	16444.2	1244.78	2.84	6.02	8.86	2.11	0.28
32	16444.2	1254.58	2.85	6.01	8.87	2.12	0.28
32	16444.2	1264.38	2.87	6.00	8.87	2.12	0.28
32	16444.2	1274.18	2.89	5.99	8.88	2.13	0.28
32	16444.2	1283.98	2.90	5.99	8.89	2.13	0.28
32	16444.2	1293.78	2.91	5.98	8.90	2.14	0.28
32	16444.2	1303.58	2.91	6.00	8.90	2.15	0.28
32	16444.2	1313.38	2.90	6.01	8.91	2.15	0.28

Continuación Tabla 5.12: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas arriba del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
32	16444.2	1323.19	2.89	6.03	8.91	2.16	0.28
32	16444.2	1332.99	2.88	6.04	8.92	2.17	0.28
32	16444.2	1342.79	2.87	6.06	8.93	2.18	0.28
32	16444.2	1352.59	2.86	6.07	8.93	2.18	0.28
32	16444.2	1362.39	2.85	6.09	8.94	2.19	0.28
32	16444.2	1372.19	2.84	6.10	8.95	2.20	0.28
32	16444.2	1381.99	2.84	6.12	8.95	2.20	0.28
32	16444.2	1391.80	2.84	6.12	8.96	2.22	0.29
32	16444.2	1401.60	2.85	6.11	8.97	2.25	0.29
32	16444.2	1411.40	2.86	6.11	8.97	2.27	0.29
32	16444.2	1421.20	2.88	6.10	8.98	2.30	0.30
32	16444.2	1431.00	2.89	6.10	8.98	2.32	0.30
32	16444.2	1440.80	2.90	6.09	8.99	2.35	0.30
32	16444.2	1450.60	2.91	6.09	9.00	2.37	0.31
32	16444.2	1460.41	2.92	6.08	9.00	2.40	0.31
32	16444.2	1470.21	2.93	6.08	9.01	2.42	0.31
32	16444.2	1480.01	2.90	6.11	9.01	2.42	0.31
32	16444.2	1489.81	2.88	6.14	9.02	2.43	0.31
32	16444.2	1499.61	2.84	6.18	9.01	2.42	0.31
32	16444.2	1509.41	2.78	6.23	9.01	2.41	0.31
32	16444.2	1519.21	2.73	6.28	9.01	2.40	0.31
32	16444.2	1529.02	2.67	6.33	9.00	2.39	0.30
32	16444.2	1538.82	2.62	6.38	9.00	2.38	0.30
32	16444.2	1548.62	2.56	6.43	9.00	2.37	0.30
32	16444.2	1558.42	2.59	6.41	9.00	2.37	0.30
32	16444.2	1568.22	2.62	6.38	9.00	2.36	0.30
32	16444.2	1578.02	2.65	6.35	9.00	2.36	0.30
32	16444.2	1587.82	2.68	6.33	9.01	2.35	0.30
32	16444.2	1597.62	2.71	6.30	9.01	2.35	0.30
32	16444.2	1607.43	2.74	6.27	9.01	2.34	0.30
32	16444.2	1617.23	2.77	6.24	9.01	2.34	0.30
32	16444.2	1627.03	2.81	6.21	9.01	2.33	0.30
32	16444.2	1636.83	2.83	6.18	9.01	2.32	0.30
32	16444.2	1646.63	2.84	6.17	9.01	2.32	0.30
32	16444.2	1656.43	2.83	6.18	9.01	2.29	0.29
32	16444.2	1666.23	2.81	6.19	9.01	2.27	0.29
32	16444.2	1676.04	2.80	6.21	9.01	2.24	0.29
32	16444.2	1685.84	2.79	6.22	9.01	2.21	0.28
32	16444.2	1695.64	2.77	6.23	9.01	2.18	0.28
32	16444.2	1705.44	2.76	6.25	9.01	2.15	0.27
32	16444.2	1715.24	2.74	6.26	9.01	2.12	0.27
32	16444.2	1725.04	2.73	6.28	9.01	2.09	0.27
32	16444.2	1734.84	2.72	6.29	9.01	2.07	0.26
32	16444.2	1744.65	2.70	6.30	9.00	2.03	0.26
32	16444.2	1754.45	2.69	6.31	9.00	1.98	0.25
32	16444.2	1764.25	2.67	6.32	9.00	1.92	0.24
32	16444.2	1774.05	2.66	6.33	8.99	1.86	0.24
32	16444.2	1783.85	2.64	6.34	8.99	1.81	0.23
32	16444.2	1793.65	2.65	6.33	8.98	1.72	0.22
32	16444.2	1803.45	2.67	6.30	8.97	1.62	0.21

Continuación Tabla 5.12: Resultados del modelo RiverFLO-2D en el perfil inmediatamente aguas arriba del puente Llacolén, para las 13:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Caudal (m ³ /s)	Estación (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad de agua (m)	Cota de superficie de agua (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
32	16444.2	1813.26	2.69	6.27	8.96	1.52	0.19
32	16444.2	1823.06	2.71	6.24	8.95	1.42	0.18
32	16444.2	1832.86	2.73	6.21	8.94	1.32	0.17
32	16444.2	1842.66	2.75	6.18	8.93	1.22	0.16
32	16444.2	1852.46	2.77	6.16	8.93	1.07	0.14
32	16444.2	1862.26	2.79	6.14	8.93	0.89	0.12
32	16444.2	1872.06	2.80	6.13	8.93	0.72	0.09
32	16444.2	1881.86	2.94	5.98	8.92	0.60	0.08
32	16444.2	1891.67	3.21	5.70	8.91	0.53	0.07
32	16444.2	1901.47	3.48	5.42	8.90	0.47	0.06
32	16444.2	1911.27	3.74	5.14	8.89	0.40	0.06
32	16444.2	1921.07	4.01	4.86	8.87	0.33	0.05
32	16444.2	1930.87	4.28	4.58	8.86	0.27	0.04
32	16444.2	1940.67	4.54	4.30	8.85	0.20	0.03
32	16444.2	1950.47	4.81	4.03	8.84	0.13	0.02

Fuente: Modelo RiverFLO-2D.

En los resultados se aprecia como la velocidad del escurrimiento es mayor en las cercanías de la ribera norte del río, lo que se debe a la forma del cauce en su eje longitudinal y a la inercia que presenta el flujo en su desplazamiento, además, estas zonas de mayor velocidad son las que presentan mayor profundidad de agua. También es importante destacar que los sectores donde el escurrimiento es más lento, coinciden con las zonas de inundación en ambas riberas.

5.3 Comparación de los resultados entregados por los modelos HEC-RAS y RiverFLO-2D

Finalmente se compara los resultados obtenidos por los modelos HEC-RAS en régimen no permanente y RiverFLO-2D, con algunas fotografías tomadas durante la crecida de julio de 2006.

Como primer punto de comparación, se hace notar que los resultados que entrega el RiverFLO-2D son mucho más completos y detallados, ya que al tratarse de un modelo en dos dimensiones, calcula la altura de agua y la velocidad a todo lo largo de cada perfil, entregando así una mejor aproximación al comportamiento real del río, lo que permite al especialista realizar los diseños de manera más precisa.

En segundo lugar, se contrasta el resultado que entregó cada modelo con una fotografía aérea (Figura 5.19) tomada durante la crecida. Se elige esta fotografía, ya que muestra una zona inundada que se encuentra cubierta por la data topográfica de terreno con que se cuenta.



Figura 5.19: Vista de la ribera norte del río Biobío, durante la crecida de julio de 2006, aguas abajo del puente Juan Pablo II.



Figura 5.20: Planta que muestra el alcance de la inundación, en la ribera norte aguas abajo del puente Juan Pablo II, durante la crecida de julio de 2006, según el modelo HEC-RAS en régimen no permanente.



Figura 5.21: Planta que muestra el alcance de la inundación, en la ribera norte aguas abajo del puente Juan Pablo II, durante la crecida de julio de 2006, según el modelo RiverFLO-2D.

Comparando la fotografía aérea, con los modelos desarrollados (Figuras 5.20 y 5.21), no se observa diferencias significativas entre los límites alcanzados por el desborde del río y lo que se presenta en ambos modelos. Es decir, que en la zona que abarca la topografía utilizada, por la ribera norte, aguas abajo del puente Juan Pablo II, el resultado que presentan los modelos coincide con lo que se aprecia en la fotografía aérea.

A continuación se analiza una fotografía que fue tomada el día 12 de julio de 2006 a las 17:20 horas (Figura 5.22), que muestra el puente Llacolén, desde la ribera norte. De esta fotografía se saca una cota aproximada para el nivel que alcanzó el agua, la que se compara con la cota máxima de agua que entrega cada uno de los modelos.



Figura 5.22: Vista del puente Llacolén, desde la ribera norte del río Biobío. Estimación de la cota que alcanzó el agua el día 12 de julio de 2006 a las 17:20 horas, momento aproximado en que fue tomada la fotografía.

Fuente: <http://www.panoramio.com/photo/3621148>

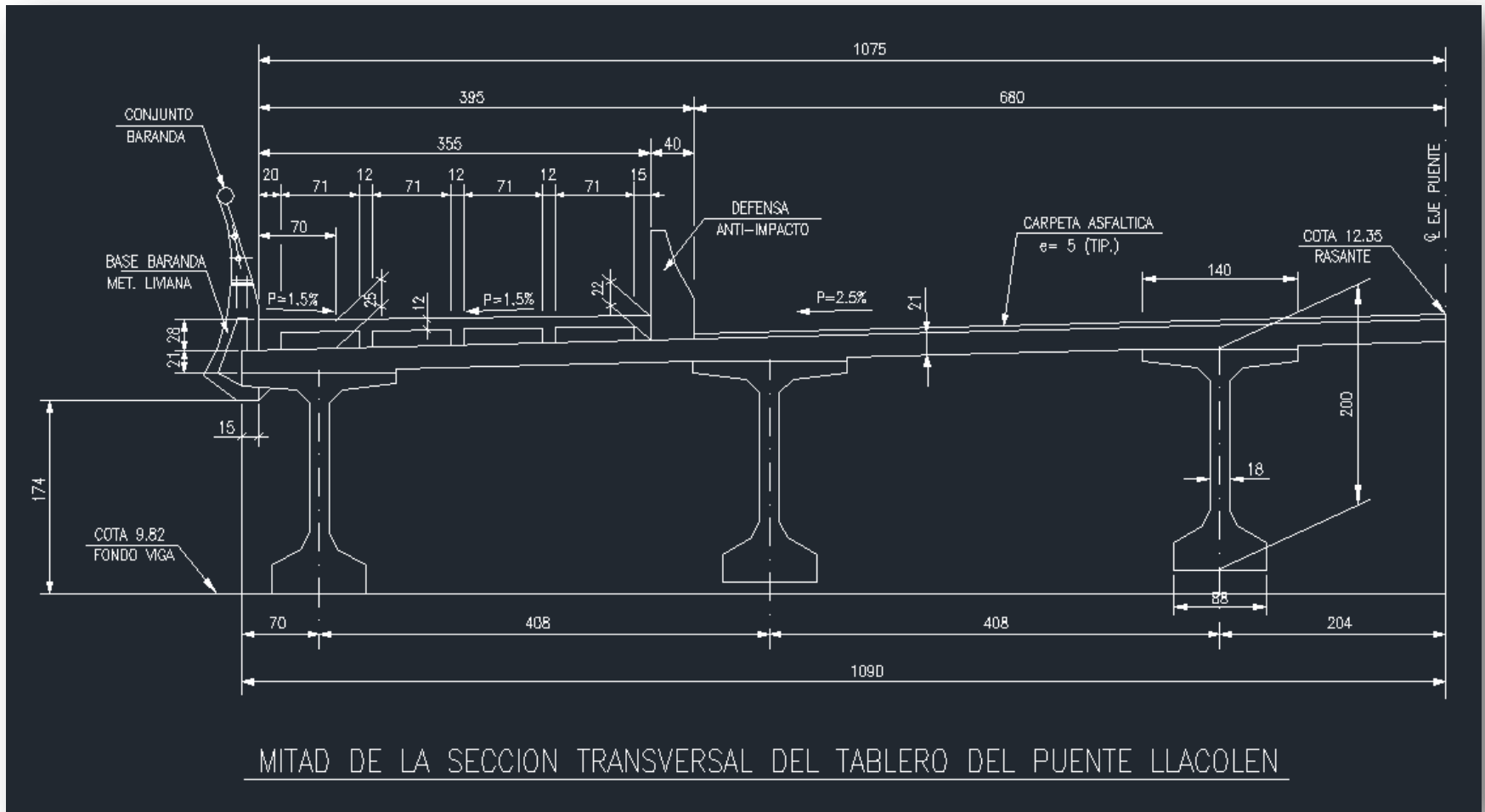


Figura 5.23: Sección transversal del tablero del puente Llacolén.
 Fuente: Planos as built, puente Llacolén.

De acuerdo a los planos del puente (Figura 5.23), la cota en el punto más bajo de la viga corresponde a 9.82 m. Además se sabe que lo que se ve de la viga en la fotografía, tiene una altura de 1.74 m. Por lo que, analizando la Figura 5.22, se concluye que la cota de la superficie del agua es 8.4 m.

En las Tablas 5.13, 5.14 y 5.15, se presenta la cota máxima que alcanzó el agua en los perfiles inmediatamente aguas abajo y aguas arriba del puente Llacolén, según cada modelo, a las 17:00 horas del día 12 de julio de 2006.

Tabla 5.13: Eje hidráulico del río Biobío, según modelo HEC-RAS, en los perfiles aguas arriba y aguas abajo del puente Llacolén, a las 17:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Hora	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
32	17:00	15555.6	8.50	5.45	8.65	1.67	9291.28	1905.86	0.24
Puente Llacolén									
31	17:00	15555.6	8.39	5.30	8.54	1.70	9155.17	1899.03	0.25

Fuente: Modelo HEC-RAS.

Tabla 5.14: Eje hidráulico del río Biobío, según modelo RiverFLO-2D, en los perfiles aguas arriba y aguas abajo del puente Llacolén, a las 17:00 horas del 12 de julio de 2006.

Perfil	Hora	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
32	17:00	15457.7	8.70	2.02	0.29
Puente Llacolén					
31	17:00	15345.8	8.64	2.00	0.29

Fuente: Modelo RiverFLO-2D.

Tabla 5.15: Cota máxima de agua en el perfil aguas abajo del puente Llacolén, el día 12 de julio de 2006 a las 17:00 horas.

Figura 5.20	HEC-RAS	RiverFLO-2D
8.40 m	8.39 m	8.64 m

Comparando la foto que se tiene del puente Llacolén durante la inundación, con la cota de altura de agua que entrega cada modelo, bajo el puente Llacolén, se puede apreciar que existe una diferencia entre 1 y 24 cm, y que el modelo HEC-RAS es el que más se acerca a la cota que alcanzó el río, según la fotografía de la que se dispone.

Del análisis de las fotografías aéreas, con respecto a la superficie que cubrió el agua y de la fotografía del puente, con respecto a la cota que alcanzó el agua bajo este, se puede concluir que ambos modelos dan resultados similares, sin apreciarse diferencias significativas entre ellos ni con los antecedentes de terreno disponibles. Por lo que ambos modelos son considerados una buena aproximación al comportamiento real del río durante la crecida de julio de 2006, según los antecedentes de que se dispone.

6 Estudio de socavaciones

6.1 Generalidades

La metodología empleada, considera la utilización de métodos de cálculo recomendados por el Manual de Carreteras, utilizando como guía el estudio de socavaciones realizado para el “Estudio de Ingeniería, Reposición puente sobre el río Biobío, Concepción-San Pedro de la paz, Región del Biobío”. Siempre teniendo en cuenta que estos métodos y otros que eventualmente puedan ser usados, corresponden solo a un modelo de estimación, cuyos resultados deben ser comparados con otros estudios y/o con antecedentes recabados en el terreno. El cálculo se realiza para dos casos, el primero considerando un régimen permanente para el caudal máximo registrado durante la crecida de julio de 2006, y el segundo considerando el hidrograma que describe la crecida de julio de 2006, es decir en régimen no permanente.

6.2 Granulometría del cauce

Dentro de los parámetros imprescindibles para el cálculo de las socavaciones se encuentra la granulometría del cauce, la que entrega información de los tamaños característicos de los granos componentes del suelo. El tamaño y la distribución granulométrica son dos aspectos igualmente importantes en la determinación de los componentes de la fuerza de arrastre del agua versus la resistencia al arrastre del suelo. A continuación se muestra la ubicación de los puntos del cauce donde se realizó la toma de muestras que fueron utilizadas para realizar las granulometrías. Estas muestras fueron tomadas en el marco del “Estudio de Ingeniería, Reposición puente sobre el río Biobío, Concepción-San Pedro de la paz, Región del Biobío”, realizado en el año 2011, con el objetivo de diseñar un puente que reemplace al antiguo Puente Viejo y ayude a satisfacer la demanda de vías de transporte terrestre entre la ciudad de Concepción y San Pedro de la paz.



Figura 6.1: Ubicación de los puntos donde se realizó la toma de muestras para las granulometrías.

En la Tabla 6.1 se presenta el detalle de las seis granulometrías:

Tabla 6.1: Curva granulométrica.

CURVA GRANULOMETRICA							
Tamíz	Tamíz	Porcentaje que pasa					
		Macro 1	Macro 2	Macro 3	Macro 4	Macro 5	Macro 6
(in)	(mm)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
3/4	19.05	100.0	100.0	99.4	100.0	99.8	100.0
3/8	9.525	100.0	100.0	99.1	99.2	99.3	100.0
N°4	4.76	99.6	99.7	98.0	97.4	98.1	99.2
N°10	2	97.4	97.9	95.8	94.0	95.4	93.6
N°40	0.42	70.2	68.0	73.2	71.9	66.9	42.1
N°200	0.074	27.0	22.2	46.3	45.6	35.0	13.6

6.3 Socavación general

La socavación generalizada se produce por el incremento en la capacidad de arrastre de fondo del escurrimiento, en la sección contraída por el puente. Se utilizan varias fórmulas para determinar la socavación general, dependiendo de la fórmula y método, se utilizan unos u otros parámetros propios de la granulometría del cauce.

La estimación de la socavación general en el cauce del puente Llacolén se realiza a través de los siguientes métodos:

- Método de Neill de subsecciones propuesto por el Manual de Carreteras (2012).
- Método de Lischtvan – Levediev, descrito en el Manual de Carreteras (2012).
- Método de Neill, descrito “Diseño Hidráulico de Puentes”, Ayala (1983).
- Métodos Live-Bed y Clear-water, incluidos en el software HEC-RAS.

Estos métodos se encuentran descritos en detalle, en el punto 2.4 del presente Informe.

En el cálculo de los métodos anteriormente indicados se utilizan los reportes de HEC-RAS, de las subsecciones en los perfiles transversales del puente, tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura. Los resultados se exponen a continuación, tanto para régimen permanente como para régimen no permanente.

6.3.1 Cálculo de la socavación general considerando régimen permanente

En este caso se utiliza los parámetros que entrega el modelo realizado en HEC-RAS para régimen permanente, es decir considerando un caudal constante igual al caudal máximo (16261.28 m³/s) registrado durante la crecida de julio de 2006.

Tabla 6.2: Parámetros y socavación utilizando el método de Neill de subsecciones.

SECCION AGUAS ARRIBA PUENTE LLACOLEN										
Subsección N°	Diám. (m)	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	Suelo Grueso hcj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.0011	58.38	250.49	192.11	730.55	3.80	2.88	4.90	2.02	6.78
2	0.0011	250.49	442.60	192.11	1579.32	8.22	4.55	9.47	4.92	
3	0.0011	442.60	634.70	192.10	1448.87	7.54	4.31	8.80	4.49	
4	0.0011	634.70	826.81	192.11	1160.93	6.04	3.73	7.28	3.55	
5	0.0011	826.81	1018.92	192.11	1451.36	7.55	4.31	8.81	4.50	
6	0.0011	1018.92	1211.03	192.11	1831.71	9.53	5.03	10.75	5.72	
7	0.0011	1211.03	1403.13	192.10	2116.87	11.02	5.38	12.16	6.78	
8	0.0011	1403.13	1595.24	192.11	2066.57	10.76	5.43	11.91	6.48	
9	0.0011	1595.24	1787.35	192.11	2024.92	10.54	5.36	11.71	6.35	
10	0.0011	1787.35	1979.45	192.10	1850.19	9.63	5.20	10.84	5.64	
SECCION AGUAS ABAJO PUENTE LLACOLEN										
Subsección N°	Diám. (m)	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	Suelo Grueso hcj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.0011	61.45	252.32	190.87	867.67	4.55	3.18	5.70	2.52	6.50
2	0.0011	252.32	443.19	190.87	1518.98	7.96	4.49	9.21	4.72	
3	0.0011	443.19	634.07	190.88	1380.25	7.23	4.22	8.48	4.26	
4	0.0011	634.07	824.94	190.87	1072.70	5.62	3.58	6.84	3.26	
5	0.0011	824.94	1015.82	190.88	1494.78	7.83	4.45	9.08	4.63	
6	0.0011	1015.82	1206.69	190.87	2032.95	10.65	5.31	11.81	6.50	
7	0.0011	1206.69	1397.56	190.87	2024.17	10.60	5.42	11.77	6.35	
8	0.0011	1397.56	1588.44	190.88	2054.89	10.77	5.47	11.92	6.45	
9	0.0011	1588.44	1779.31	190.87	2042.78	10.70	5.46	11.86	6.40	
10	0.0011	1779.31	1970.18	190.87	1772.10	9.28	5.09	10.51	5.42	
Socavación máxima calculada (m)										6.78

Tabla 6.3: Parámetros y socavación utilizando el método de Lischvan-Levediev.

SECCION AGUAS ARRIBA PUENTE LLACOLEN													
Subsección N°	D50 (mm)	β	ψ	X	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	h socj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.2	0.95	1.13	0.42	58.38	250.49	192.11	730.55	3.80	2.88	4.28	1.40	3.69
2	0.2	0.95	1.13	0.42	250.49	442.60	192.11	1579.32	8.22	4.55	7.38	2.83	
3	0.2	0.95	1.13	0.42	442.60	634.70	192.10	1448.87	7.54	4.31	6.94	2.63	
4	0.2	0.95	1.13	0.42	634.70	826.81	192.11	1160.93	6.04	3.73	5.94	2.21	
5	0.2	0.95	1.13	0.42	826.81	1018.92	192.11	1451.36	7.55	4.31	6.95	2.64	
6	0.2	0.95	1.13	0.42	1018.92	1211.03	192.11	1831.71	9.53	5.03	8.19	3.16	
7	0.2	0.95	1.13	0.42	1211.03	1403.13	192.10	2116.87	11.02	5.38	9.07	3.69	
8	0.2	0.95	1.13	0.42	1403.13	1595.24	192.11	2066.57	10.76	5.43	8.92	3.49	
9	0.2	0.95	1.13	0.42	1595.24	1787.35	192.11	2024.92	10.54	5.36	8.79	3.43	
10	0.2	0.95	1.13	0.42	1787.35	1979.45	192.10	1850.19	9.63	5.20	8.25	3.05	
SECCION AGUAS ABAJO PUENTE LLACOLEN													
Subsección N°	D50 (mm)	β	ψ	X	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	h socj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.2	0.95	1.13	0.42	61.45	252.32	190.87	867.67	4.55	3.18	4.86	1.68	3.54
2	0.2	0.95	1.13	0.42	252.32	443.19	190.87	1518.98	7.96	4.49	7.21	2.72	
3	0.2	0.95	1.13	0.42	443.19	634.07	190.88	1380.25	7.23	4.22	6.74	2.52	
4	0.2	0.95	1.13	0.42	634.07	824.94	190.87	1072.70	5.62	3.58	5.64	2.06	
5	0.2	0.95	1.13	0.42	824.94	1015.82	190.88	1494.78	7.83	4.45	7.13	2.68	
6	0.2	0.95	1.13	0.42	1015.82	1206.69	190.87	2032.95	10.65	5.31	8.85	3.54	
7	0.2	0.95	1.13	0.42	1206.69	1397.56	190.87	2024.17	10.60	5.42	8.83	3.41	
8	0.2	0.95	1.13	0.42	1397.56	1588.44	190.88	2054.89	10.77	5.47	8.92	3.45	
9	0.2	0.95	1.13	0.42	1588.44	1779.31	190.87	2042.78	10.70	5.46	8.88	3.42	
10	0.2	0.95	1.13	0.42	1779.31	1970.18	190.87	1772.10	9.28	5.09	8.04	2.95	
Socavación máxima calculada (m)													3.69

Tabla 6.4: Parámetros y socavación utilizando el método de Neill modificado.

Sección	ho (m)	Ao (m ²)	Ac (m ²)	hc (m)	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
Aguas Arriba	4.63	8505.85	14782.98	8.05	3.42	3.42
Aguas Abajo	4.67	8553.86	14782.98	8.07	3.40	

Tabla 6.5: Socavación utilizando los métodos incluidos en el software HEC-RAS.

Método	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
Live-Bed	0.11	9.76
Clear-water	9.76	

Tabla 6.6: Resumen de socavación general para régimen permanente.

Puente	Método de Neill Subsecciones (Manual de Carreteras) (m)	Método Lischtvan- Levediev (Manual de Carreteras) (m)	Método de Neill (Diseño Hidráulico de Puentes) (m)	Software HEC-RAS (m)
Llacolén	6.78	3.69	3.42	9.76

6.3.2 Cálculo de la socavación general considerando régimen no permanente

En este caso se utilizan los parámetros que entrega el modelo realizado en HEC-RAS para régimen no permanente, es decir considerando como dato de entrada para el modelo el hidrograma de la crecida de julio de 2006.

Tabla 6.7: Parámetros y socavación utilizando el método de Neill de subsecciones.

SECCION AGUAS ARRIBA PUENTE LLACOLEN										
Subsección Nº	Diám. (m)	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	Suelo Grueso hcj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.0011	58.38	250.49	192.11	768.8	4.00	3.12	5.12	2.00	6.38
2	0.0011	250.49	442.60	192.11	1583.22	8.24	4.84	9.49	4.65	
3	0.0011	442.60	634.70	192.10	1460.42	7.60	4.59	8.86	4.27	
4	0.0011	634.70	826.81	192.11	1188.63	6.19	4.02	7.43	3.41	
5	0.0011	826.81	1018.92	192.11	1462.82	7.61	4.6	8.87	4.27	
6	0.0011	1018.92	1211.03	192.11	1819.67	9.47	5.31	10.69	5.38	
7	0.0011	1211.03	1403.13	192.10	2093.47	10.90	5.67	12.05	6.38	
8	0.0011	1403.13	1595.24	192.11	2039.55	10.62	5.71	11.78	6.07	
9	0.0011	1595.24	1787.35	192.11	2000.6	10.41	5.64	11.59	5.95	
10	0.0011	1787.35	1979.45	192.10	1826.79	9.51	5.46	10.72	5.26	
SECCION AGUAS ABAJO PUENTE LLACOLEN										
Subsección Nº	Diám. (m)	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	Suelo Grueso hcj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.0011	61.45	252.32	190.87	893.81	4.68	3.36	5.85	2.49	6.14
2	0.0011	252.32	443.19	190.87	1526.71	8.00	4.78	9.25	4.47	
3	0.0011	443.19	634.07	190.88	1396.09	7.31	4.51	8.57	4.06	
4	0.0011	634.07	824.94	190.87	1105.25	5.79	3.87	7.02	3.15	
5	0.0011	824.94	1015.82	190.88	1503.85	7.88	4.74	9.13	4.39	
6	0.0011	1015.82	1206.69	190.87	2015.28	10.56	5.59	11.73	6.14	
7	0.0011	1206.69	1397.56	190.87	2000.29	10.48	5.71	11.65	5.94	
8	0.0011	1397.56	1588.44	190.88	2029.05	10.63	5.76	11.79	6.03	
9	0.0011	1588.44	1779.31	190.87	2017.43	10.57	5.75	11.74	5.99	
10	0.0011	1779.31	1970.18	190.87	1756.22	9.20	5.36	10.42	5.06	
Socavación máxima calculada (m)										6.38

Tabla 6.8: Parámetros y socavación utilizando el método de Lischvan-Levediev.

SECCION AGUAS ARRIBA PUENTE LLACOLEN													
Subsección N°	D50 (mm)	β	ψ	X	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	h socj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.2	0.95	1.13	0.42	58.38	250.49	192.11	768.80	4.00	3.12	4.44	1.32	3.33
2	0.2	0.95	1.13	0.42	250.49	442.60	192.11	1583.22	8.24	4.84	7.39	2.55	
3	0.2	0.95	1.13	0.42	442.60	634.70	192.10	1460.42	7.60	4.59	6.98	2.39	
4	0.2	0.95	1.13	0.42	634.70	826.81	192.11	1188.63	6.19	4.02	6.04	2.02	
5	0.2	0.95	1.13	0.42	826.81	1018.92	192.11	1462.82	7.61	4.60	6.99	2.39	
6	0.2	0.95	1.13	0.42	1018.92	1211.03	192.11	1819.67	9.47	5.31	8.15	2.84	
7	0.2	0.95	1.13	0.42	1211.03	1403.13	192.10	2093.47	10.90	5.67	9.00	3.33	
8	0.2	0.95	1.13	0.42	1403.13	1595.24	192.11	2039.55	10.62	5.71	8.83	3.12	
9	0.2	0.95	1.13	0.42	1595.24	1787.35	192.11	2000.60	10.41	5.64	8.71	3.07	
10	0.2	0.95	1.13	0.42	1787.35	1979.45	192.10	1826.79	9.51	5.46	8.17	2.71	
SECCION AGUAS ABAJO PUENTE LLACOLEN													
Subsección N°	D50 (mm)	β	ψ	X	Inicio (m)	Fin (m)	Bj (m)	Qj (m ³ /s)	qj (m ³ /s/ml)	hj (m)	h socj (m)	Soc. (m)	Socavación máxima (m)
1	0.2	0.95	1.13	0.42	61.45	252.32	190.87	893.81	4.68	3.36	4.96	1.60	3.21
2	0.2	0.95	1.13	0.42	252.32	443.19	190.87	1526.71	8.00	4.78	7.23	2.45	
3	0.2	0.95	1.13	0.42	443.19	634.07	190.88	1396.09	7.31	4.51	6.79	2.28	
4	0.2	0.95	1.13	0.42	634.07	824.94	190.87	1105.25	5.79	3.87	5.76	1.89	
5	0.2	0.95	1.13	0.42	824.94	1015.82	190.88	1503.85	7.88	4.74	7.16	2.42	
6	0.2	0.95	1.13	0.42	1015.82	1206.69	190.87	2015.28	10.56	5.59	8.80	3.21	
7	0.2	0.95	1.13	0.42	1206.69	1397.56	190.87	2000.29	10.48	5.71	8.75	3.04	
8	0.2	0.95	1.13	0.42	1397.56	1588.44	190.88	2029.05	10.63	5.76	8.84	3.08	
9	0.2	0.95	1.13	0.42	1588.44	1779.31	190.87	2017.43	10.57	5.75	8.81	3.06	
10	0.2	0.95	1.13	0.42	1779.31	1970.18	190.87	1756.22	9.20	5.36	7.99	2.63	
Socavación máxima calculada (m)													3.33

Tabla 6.9: Parámetros y socavación utilizando el método de Neill modificado.

Sección	ho (m)	Ao (m ²)	Ac (m ²)	hc (m)	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
Aguas Arriba	4.90	9029.55	14767.25	8.01	3.11	3.11
Aguas Abajo	4.94	9080.86	14767.25	8.03	3.09	

Tabla 6.10: Socavación utilizando los métodos incluidos en el software HEC-RAS.

Método	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
Live-Bed	0.12	9.44
Clear-water	9.44	

Tabla 6.11: Resumen de socavación general para régimen no permanente.

Puente	Método de Neill Subsecciones (Manual de Carreteras) (m)	Método Lischtvan- Levediev (Manual de Carreteras) (m)	Método de Neill (Diseño Hidráulico de Puentes) (m)	Software HEC-RAS (m)
Llacolén	6.38	3.33	3.11	9.44

Observando los resultados, tanto para régimen permanente como para régimen no permanente, es evidente la gran dispersión de los valores obtenidos. Destaca por sobre los demás resultados, el obtenido mediante el método de Clear-water (Software HEC-RAS), por lo alto de su valor.

Es sabido que las fórmulas empíricas de socavación recomendadas por el Manual de Carreteras y otras guías de diseño, “se basan en información experimental limitada y en estricto rigor son aplicables sólo a condiciones similares a las en que se desarrollaron. Está claro por lo tanto, que su utilización en aplicaciones prácticas de diseño debe considerarse con cautela, ya que estas aplicaciones implican en general extrapolaciones a condiciones muy distintas, donde es difícil, sino imposible verificar los resultados” (Ayala, 1983). Esto explica la variabilidad de los valores de socavación obtenidos.

Además se debe considerar como antecedente los estudios “Estudio de Ingeniería de Reposición del Puente sobre el río Biobío, Concepción-San Pedro de La Paz” (R&Q Ingeniería, año 2011) y “Diseño de Emisario Submarino, Planta Papelera Norske Skog, San Pedro de la Paz, VIII Región del Biobío” (DSS Ambiente Ingeniería Innovación. Año 2009), cuyos resultados de socavación se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6.12: Socavación determinada para puentes cercanos al sector de análisis, en estudios anteriores.

Punto de Control	Socavación General (m)	Socavación Total en Estribos (m)		Socavación total en cepas (m)	Fuente
		Izq.	Der.		
Puente Chacabuco	4.0	7.5	8.5	7.5	Estudio de Ingeniería Reposición Puente Sobre el Río Biobío, Concepción - San Pedro de la Paz, R&Q Ingeniería, año2011.
Puente Juan Pablo II	4.0	No informado en el estudio.	No informado en el estudio.	No informado en el estudio.	Diseño Emisario Submarino, Planta Papelera Norske Skog, San Pedro de la Paz, VIII Región del Biobío, DSS Ambiente Ingeniería Innovación, año 2009.

Fuente: Estudio de Ingeniería de Reposición del Puente sobre el río Biobío, Concepción-San Pedro de La Paz.

Debido a los resultados y al antecedente del proyecto del puente Chacabuco, se determina descartar el resultado obtenido mediante el método de Clear-water.

Un criterio aceptado por el Departamento de Defensas Fluviales de la Dirección de Obras hidráulicas (D.O.H.) del Ministerio de Obras Públicas (M.O.P.), es tomar el promedio de los valores de socavación obtenidos por distintos métodos, lo que en este caso da un valor de 4.63 m para régimen permanente y 4.27 m para régimen no permanente, sin embargo, esta práctica contempla la mezcla de metodologías cuya génesis y rango de aplicación son diferentes, lo cual pudiese no ser demasiado representativo. No obstante lo anterior, como criterio general no se adopta un valor de socavación general inferior a 4.63 metros, que corresponde al mayor promedio de lo obtenido mediante los métodos de Neill de subsecciones, Lischtván-Levediev y Neill, Diseño Hidráulico de Puentes (Ayala, 1983).

Por lo que finalmente se adopta, siguiendo un criterio conservador, como valor de socavación general, 4.7 metros, que es superior al mayor promedio obtenido con los métodos utilizados, por lo que además cumple con el criterio de los promedios aceptado por el Departamento de Defensas Fluviales de la D.O.H. del M.O.P.

Es importante señalar en este punto que de acuerdo a Hjølström (1935), para un D_{50} igual a 0.2 mm, se producirá erosión para velocidades superiores a 0.16 m/s aproximadamente, así que considerando los resultados obtenidos en los modelos realizados, se puede concluir que para un evento de la magnitud de la crecida de julio de 2006, en la sección de ubicación del puente Llacolén, existe una socavación general entre aproximadamente 150 m desde el límite de inundación en la ribera sur hasta 20 m antes del límite de inundación en la ribera norte.

6.4 Socavación local en estribos

Los métodos que se utiliza son los siguientes:

- Método de Melville, descrito en el Manual de Carreteras (2012).
- Métodos HIRE y Froehlich, incluidos en el software HEC-RAS.

Estos métodos se encuentran descritos en detalle, en el punto 2.4 del presente Informe. En el cálculo se utiliza los reportes de HEC-RAS, tanto para régimen permanente como para régimen no permanente.

6.4.1 Cálculo de la socavación local en estribos considerando régimen permanente

En este caso se utiliza los parámetros que entrega el modelo realizado en HEC-RAS para régimen permanente, es decir considerando un caudal constante igual al caudal máximo ($16261.28 \text{ m}^3/\text{s}$) registrado durante la crecida de julio de 2006.

Tabla 6.13: Parámetros y socavación local en estribos utilizando el método de Melville.

ESTRIBO SUR						
h (m)	k ϕ	KF	Kh	Condición desfavorable		Soc. (m)
				k σ	kl	
3.03	1.03	0.75	0.00	1	1	0.00
ESTRIBO NORTE						
h (m)	k ϕ	KF	Kh	Condición desfavorable		Soc. (m)
				k σ	kl	
5.15	1.03	0.75	0.00	1	1	0.00

Tabla 6.14: Socavación utilizando los métodos incluidos en el software HEC-RAS.

Método	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
HIRE	0.00	0.00
Froehlich	0.00	

6.4.2 Cálculo de la socavación local en estribos considerando régimen no permanente

En este caso se utiliza los parámetros que entrega el modelo realizado en HEC-RAS para régimen no permanente, es decir considerando como dato de entrada para el modelo el hidrograma de la crecida de julio de 2006.

Tabla 6.15: Parámetros y socavación local en estribos utilizando el método de Melville.

ESTRIBO SUR						
h (m)	k ϕ	KF	Kh	Condición desfavorable		Soc. (m)
				k σ	kl	
3.24	1.03	0.75	0.00	1	1	0.00
ESTRIBO NORTE						
h (m)	k ϕ	KF	Kh	Condición desfavorable		Soc. (m)
				k σ	kl	
5.41	1.03	0.75	0.00	1	1	0.00

Tabla 6.16: Socavación utilizando los métodos incluidos en el software HEC-RAS.

Método	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
HIRE	0.00	0.00
Froehlich	0.00	

Se estima la existencia de socavación en el estribo, sólo cuando este se encuentra en contacto con el flujo de agua, en este caso la socavación local en los estribos da cero, tanto en régimen permanente como en régimen no permanente, debido a que en el modelo HEC-RAS, el agua no alcanza los estribos. Aun así, de acuerdo al criterio general utilizado por la Dirección de Vialidad y la Dirección de Obras Hidráulicas, se considera como socavación total en los estribos, la socavación general.

6.5 Socavación local en cepas

Los métodos que se utiliza son los siguientes:

- Método de Breusers, Nicollet y Shen, Manual de Carreteras (2012).
- Método de Richardson, Manual de Carreteras (2012).
- Métodos CSU y Froehlich, incluidos en el software HEC-RAS.

Estos métodos se encuentran descritos en detalle, en el punto 2.4 del presente Informe. En el cálculo se utiliza los reportes de HEC-RAS, tanto para régimen permanente como para régimen no permanente.

6.5.1 Cálculo de la socavación local en cepas considerando régimen permanente

En este caso se utiliza los parámetros que entrega el modelo realizado en HEC-RAS para régimen permanente, es decir considerando un caudal constante igual al caudal máximo (16261.28 m³/s) registrado durante la crecida de julio de 2006.

Tabla 6.17: Factores de corrección.

Puente	ks	kw	kg	kgr	kr	kd	K
Llacolén	1.00	1.00	0.69	1.13	1.00	1.00	0.78

Tabla 6.18: Parámetros y socavación local en cepas considerando régimen permanente.

Puente	Método	Socavación sección puente (m)		Sc (m)	Factor de corrección K	Socavación calculada (m)	Socavación adoptada (m)
		aguas arriba	aguas abajo				
Llacolén	Breusers, Nicollet yShen	3.46	3.06	3.46	0.78	2.70	2.7
	Richardson	2.85	2.85	2.85	0.78	2.23	

Tabla 6.19: Socavación utilizando los métodos incluidos en el software HEC-RAS.

Método	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
CSU	6.92	6.92
Froehlich	0.00	

6.5.2 Cálculo de la socavación local en cepas considerando régimen no permanente

En este caso se utiliza los parámetros que entrega el modelo realizado en HEC-RAS para régimen no permanente, es decir considerando como dato de entrada para el modelo el hidrograma de la crecida de julio de 2006.

Tabla 6.20: Factores de corrección.

Puente	ks	kw	kg	kgr	kr	kd	K
Llacolén	1.00	1.00	0.69	1.13	1.00	1.00	0.78

Tabla 6.21: Parámetros y socavación local en cepas considerando régimen no permanente.

Puente	Método	Socavación sección puente (m)		Sc (m)	Factor de corrección K	Socavación calculada (m)	Socavación adoptada (m)
		aguas arriba	aguas abajo				
Llacolén	Breusers, Nicollet yShen	3.47	3.11	3.47	0.78	2.71	2.8
	Richardson	2.81	2.82	2.82	0.78	2.20	

Tabla 6.22: Socavación utilizando los métodos incluidos en el software HEC-RAS.

Método	Socavación (m)	Soc. adoptada (m)
CSU	6.75	6.75
Froehlich	0.00	

Observando los resultados obtenidos, tanto para régimen permanente como para régimen no permanente, es evidente la dispersión de los valores obtenidos. Destaca por sobre los demás resultados, lo obtenido mediante el método de CSU (Software HEC-RAS), por lo alto del valor, el que, considerando los resultados y los antecedentes de otros estudios, fue descartado.

Finalmente, como socavación en las cepas, se ha adoptado la mayor socavación obtenida entre los métodos Breusers, Nicollet y Shen y Richardson, redondeando a un decimal.

6.6 Socavación combinada

Combinando los resultados obtenidos para la socavación general y la local en los estribos y cepas, se obtiene la socavación total que se puede esperar para un evento como la crecida máxima registrada. Esta se resume a continuación:

**Tabla 6.23: Socavación combinada en estribos
Socavación general + Socavación local.**

Puente	Estribo	Socavación general (m)	Socavación local (m)	Socavación total calculada (m)	Socavación total adoptada (m)
Llacolén	Sur	4.7	0.0	4.7	4.7
	Norte	4.7	0.0	4.7	4.7

**Tabla 6.24: Socavación combinada en cepas
Socavación general + Socavación local.**

Puente	Socavación general (m)	Socavación local (m)	Socavación total calculada (m)	Socavación total adoptada (m)
Llacolén	4.7	2.8	7.5	7.5

Tomando como antecedente las socavaciones calculadas en estudios anteriores para el puente Chacabuco y para el puente Juan Pablo II (Tabla 6.12), se observa que las socavaciones obtenidas, presentadas en las Tablas 6.23 y 6.24, se encuentran dentro de un rango de magnitud similar, lo que valida los resultados obtenidos.

7 Verificación hidráulica del puente Llacolén

7.1 Generalidades

En este capítulo se verifica la suficiencia hidráulica del puente, en el caso de ocurrencia de un evento de las características de la crecida máxima registrada en julio de 2006, considerando los requerimientos mínimos de diseño presentes en la normativa vigente.

7.2 Revancha mínima

En el punto 3.1003.106 del Volumen 3 del Manual de Carreteras se señala “Para puentes y viaductos emplazados en carreteras (autopistas, autorrutas, primarias), la distancia mínima que deberá existir entre el fondo de viga o nivel inferior de la superestructura y el nivel de aguas máximas, para un periodo de retorno de diseño de 200 años, será de 1.0 m. Esta distancia, denominada revancha, deberá ser como mínimo igual a 0.30 m para el periodo de retorno de verificación de 300 años. Para puentes y viaductos emplazados en caminos (colectores, locales y desarrollo) se mantendrán revanchas, pero para periodos de retorno de diseño de 100 años, y de verificación de 150 años.”, condición que debe cumplir todo puente vial, perteneciente a la red de caminos públicos del país.

En el caso del puente Llacolén, la cota de la parte baja de las vigas es variable, tal como se explica en el Capítulo 5 del presente Informe. Para el cálculo de la revancha se utiliza la cota de fondo de viga más baja que presenta el puente, que es la que tiene el puente entre la ribera sur y la cepa número 38, es decir hasta aproximadamente 400 m antes de la ribera norte del río (Figura 7.1).

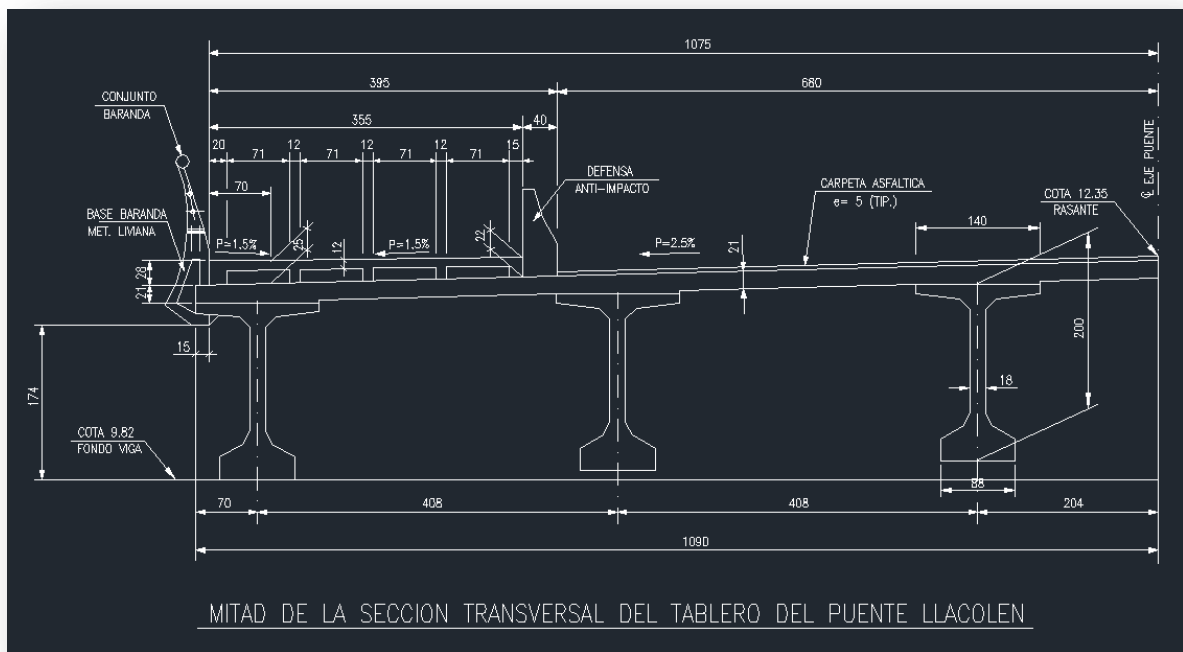


Figura 7.1: Sección transversal del tablero del puente Llacolén.
Fuente: Planos as built, puente Llacolén.

Del modelo HEC-RAS, se obtiene como resultado, que la cota máxima que alcanzó el agua bajo el puente Llacolén, durante la crecida de julio de 2006, fue de 8.64 m (Tabla 5.9), la que comparada con la cota de fondo de viga del puente, de 9.82 m (mostrada en la Figura 7.1), da una revancha de 1.18 m, para esta crecida, que tal como se determina en el Capítulo 4, cuenta con un periodo de retorno de 41 años.

Pero, según el modelo RiverFLO-2D, la cota máxima que alcanzo el agua bajo el puente Llacolén durante la crecida, fue 9.02 m (Tabla 5.12), lo que da una revancha de 0.8 m.

Considerando ambos resultados, se concluye que la revancha real del puente Llacolén para un evento de las características de la crecida de julio de 2006, está en el rango de los valores obtenidos, pudiendo no cumplir con la revancha mínima de 1 m con que debe contar el puente, por lo se afirma que para esta crecida correspondiente al periodo de retorno de 41 años, no es seguro que el puente cumpla con la revancha mínima exigida por la normativa vigente en el país.

7.3 Tipo de fundaciones

En lo que se refiere al tipo de fundaciones de un puente vial, el cálculo de las socavaciones cumple un papel fundamental, ya que de él depende la decisión de utilizar fundaciones directas o profundas.

A este respecto, en el punto 3.1003.3 del Volumen 3 del Manual de Carreteras se señala lo siguiente: “En el caso de puentes sobre cursos de agua, uno de los parámetros más relevantes para definir el tipo de fundación será la profundidad esperada de la socavación total” y “Cuando el suelo competente o el nivel de socavación esperada se encuentre profundo, de tal forma que dificulte las faenas de excavación, ya sea por problemas de agotamiento o de estabilidad de las paredes de dicha excavación, se recurre a fundaciones profundas tales como pilotes o pilas de fundación”.

En el Capítulo 6 se determina la socavación que provocaría en el puente Llacolén un evento de la magnitud de la crecida de julio de 2006, cuyo resultado resumimos en el siguiente cuadro.

Tabla 7.1: Socavación total en estribos y cepas.

Puente	Elemento	Socavación total adoptada (m)
Llacolén	Estribo sur	4.7
	Cepas	7.5
	Estribo norte	4.7

De acuerdo a la socavación total calculada y según el criterio vigente en la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, para el puente Llacolén no es factible el método de fundación directa y se justifica la utilización de fundaciones del tipo profundas, es decir con pilotes, que es como fue diseñado y construido el puente.

Hay que recordar que la socavación calculada en este Estudio corresponde a un evento con 41 años de periodo de retorno, por lo que se puede afirmar que para un evento con periodo de retorno de 100 años, que es lo que pide como evento de diseño la normativa vigente, las socavaciones serán mayores, por lo que se puede concluir que de acuerdo a la modelación y análisis, la elección del tipo de fundación del puente Llacolén es la adecuada y cumple con las exigencias de la normativa vial vigente.

8 Ejes hidráulicos para periodos de retorno de 100 y 150 años

8.1 Generalidades

De acuerdo a la normativa vigente (Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad), para el diseño de un nuevo puente vial de las características e importancia del puente Llacolén, se debe considerar un periodo de retorno de $T=100$ años como periodo de retorno de diseño y un periodo de retorno de $T=150$ años como periodo de retorno de verificación. A continuación se presentan los modelos desarrollados para estos periodos de retorno, de manera de observar que características tendría el puente Llacolén si hubiera sido diseñado con los datos de caudal actualizados, registrados por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”, incluyendo la crecida de julio de 2006, con los que se ha desarrollado este estudio.

8.2 Modelo HEC-RAS en régimen permanente, para periodo de retorno de 100 años

En primer lugar se desarrolla el modelo para el periodo de retorno de $T=100$ años, en régimen permanente, es decir considerando el caudal correspondiente a este periodo de retorno, calculado con los datos de caudal registrados por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”. Este caudal fue calculado en el Capítulo 4 del presente Informe y se presenta en la Tabla 4.7 “Caudales asociados a distintos periodos de retorno, calculados con las distribuciones de probabilidad utilizadas”. Este caudal para $T=100$ años corresponde a $19028.40 \text{ m}^3/\text{s}$.

Resultados del modelo HEC-RAS

El modelo contempla un flujo permanente en régimen subcrítico o de río, cuyas condiciones de borde son el caudal aguas arriba y la pendiente normal aguas abajo.

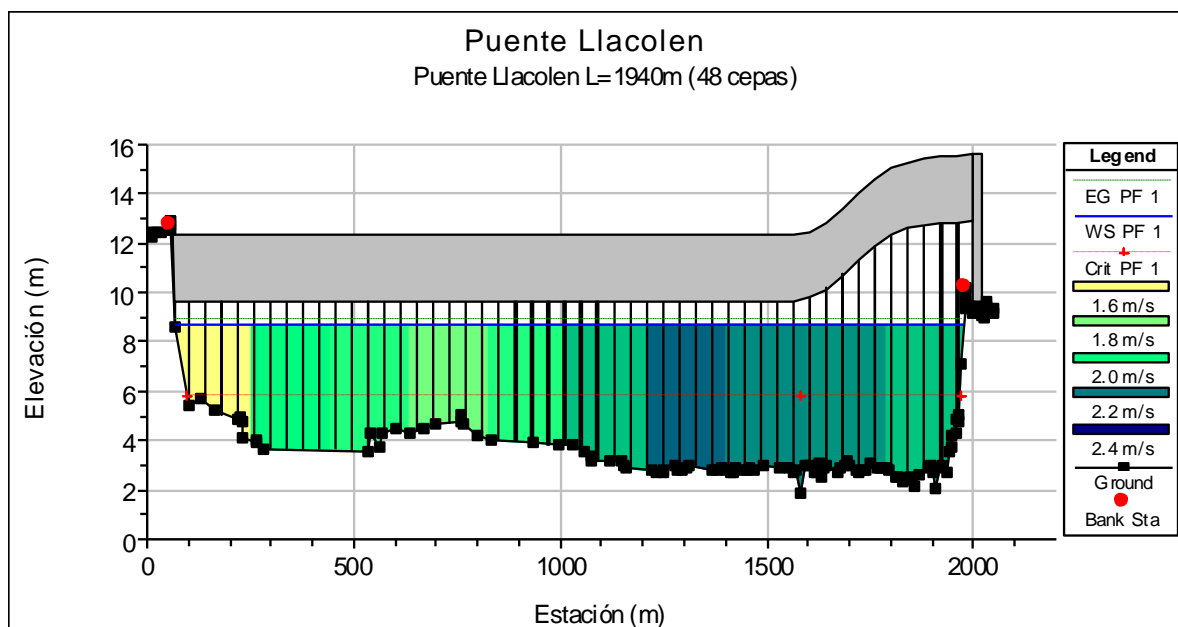


Figura 8.1: Perfil transversal aguas arriba del puente Llacolén.

Fuente: Modelo HEC-RAS.

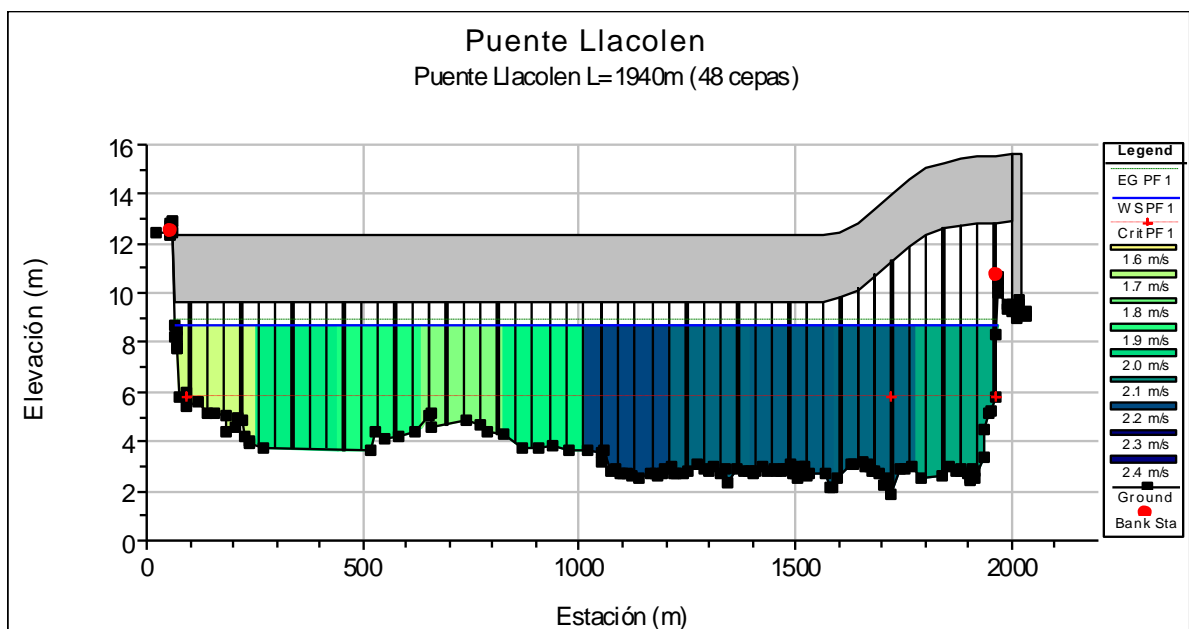


Figura 8.2: Perfil transversal aguas abajo del puente Llacolén.

Fuente: Modelo HEC-RAS.

Tabla 8.1: Eje hidráulico del río Biobío en régimen permanente, para un periodo de retorno de T=100 años.

Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
44	T=100	19028.4	10.67	7.22	10.85	1.92	9932.97	1754.52	0.26
43	T=100	19028.4	10.48	7.06	10.68	1.97	9685.33	1695.86	0.26
42	T=100	19028.4	10.29	6.98	10.52	2.10	9049.36	1576.34	0.28
41	T=100	19028.4	10.09	6.68	10.31	2.09	9110.86	1558.38	0.28
40	T=100	19028.4	9.79	6.60	10.05	2.26	8406.61	1469.70	0.30
39	T=100	19028.4	9.64	6.51	9.92	2.34	8138.80	1420.97	0.31
38	T=100	19028.4	9.47	6.24	9.75	2.33	8169.56	1408.69	0.31
37	T=100	19028.4	9.46	6.24	9.73	2.34	8146.12	1406.90	0.31
36	T=100	19028.4	9.40	6.05	9.66	2.28	8354.35	1415.54	0.30
Puente Chacabuco									
35	T=100	19028.4	9.35	6.06	9.62	2.28	8383.39	1465.02	0.30
34	T=100	19028.4	9.14	5.99	9.40	2.25	8501.50	1595.79	0.30
33	T=100	19028.4	8.94	5.77	9.16	2.06	9226.34	1675.57	0.28
32	T=100	19028.4	8.73	5.74	8.92	1.96	9720.28	1907.78	0.28
Puente Llacolén									
31	T=100	19028.4	8.67	5.71	8.87	1.96	9685.19	1902.48	0.28
30	T=100	19028.4	8.49	5.52	8.70	2.01	9514.06	1853.73	0.28
29	T=100	19028.4	8.29	5.62	8.53	2.15	8888.36	1822.35	0.31
Puente Ferroviario									
28	T=100	19028.4	8.25	5.60	8.49	2.16	8838.05	1825.68	0.31
27	T=100	19028.4	8.07	5.22	8.26	1.94	9849.22	1990.56	0.28
26	T=100	19028.4	7.86	5.03	8.04	1.89	10123.40	2085.35	0.27
25	T=100	19028.4	7.70	4.80	7.86	1.81	10495.14	2147.96	0.26
24	T=100	19028.4	7.48	4.67	7.65	1.82	10555.76	2285.34	0.27
Puente Juan Pablo II									

**Continuación Tabla 8.1: Eje hidráulico del río Biobío
en régimen permanente, para un periodo de retorno de T=100 años.**

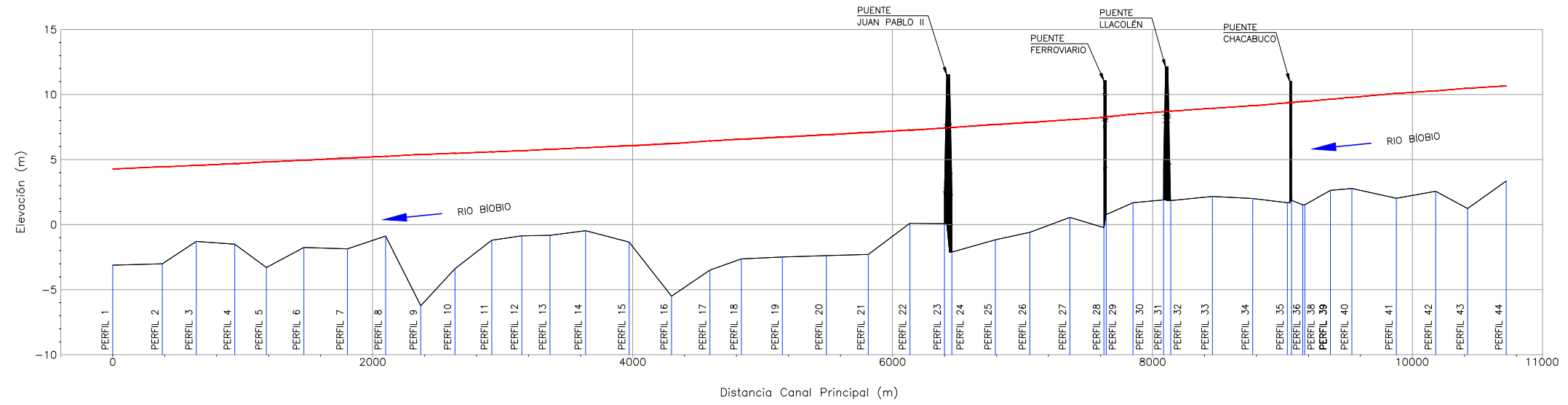
Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
23	T=100	19028.4	7.42	4.59	7.59	1.83	10516.59	2236.32	0.27
22	T=100	19028.4	7.27	4.30	7.42	1.70	11314.66	2415.66	0.25
21	T=100	19028.4	7.09	4.18	7.24	1.67	11485.85	2508.67	0.25
20	T=100	19028.4	6.91	4.05	7.05	1.67	11481.34	2647.91	0.25
19	T=100	19028.4	6.73	3.74	6.86	1.60	11980.11	2738.51	0.23
18	T=100	19028.4	6.57	3.60	6.70	1.57	12223.25	2761.57	0.23
17	T=100	19028.4	6.43	3.61	6.57	1.65	11748.03	2692.40	0.25
16	T=100	19028.4	6.23	3.32	6.38	1.70	11219.64	2395.76	0.25
15	T=100	19028.4	6.07	2.84	6.19	1.57	12410.01	2637.88	0.22
14	T=100	19028.4	5.92	2.67	6.04	1.56	12860.71	2875.29	0.22
13	T=100	19028.4	5.79	2.62	5.91	1.60	12589.56	2854.37	0.23
12	T=100	19028.4	5.68	2.44	5.81	1.59	12653.79	2794.37	0.22
11	T=100	19028.4	5.59	2.44	5.70	1.53	13281.95	2815.46	0.21
10	T=100	19028.4	5.49	1.81	5.58	1.39	14522.09	2770.36	0.19
9	T=100	19028.4	5.40	1.81	5.50	1.43	14327.30	2777.62	0.19
8	T=100	19028.4	5.25	2.11	5.38	1.69	12244.59	2684.32	0.23
7	T=100	19028.4	5.12	2.04	5.24	1.61	12806.91	2774.05	0.23
6	T=100	19028.4	4.95	1.90	5.07	1.64	12612.94	2691.83	0.23
5	T=100	19028.4	4.82	1.71	4.94	1.59	12949.63	2779.88	0.22
4	T=100	19028.4	4.69	1.81	4.82	1.63	12650.19	2798.37	0.23
3	T=100	19028.4	4.55	1.48	4.67	1.57	12956.51	2771.20	0.22
2	T=100	19028.4	4.45	1.11	4.55	1.47	13796.15	2740.89	0.20
1	T=100	19028.4	4.29	1.12	4.40	1.45	13372.69	2804.18	0.21

Fuente: Modelo HEC-RAS.

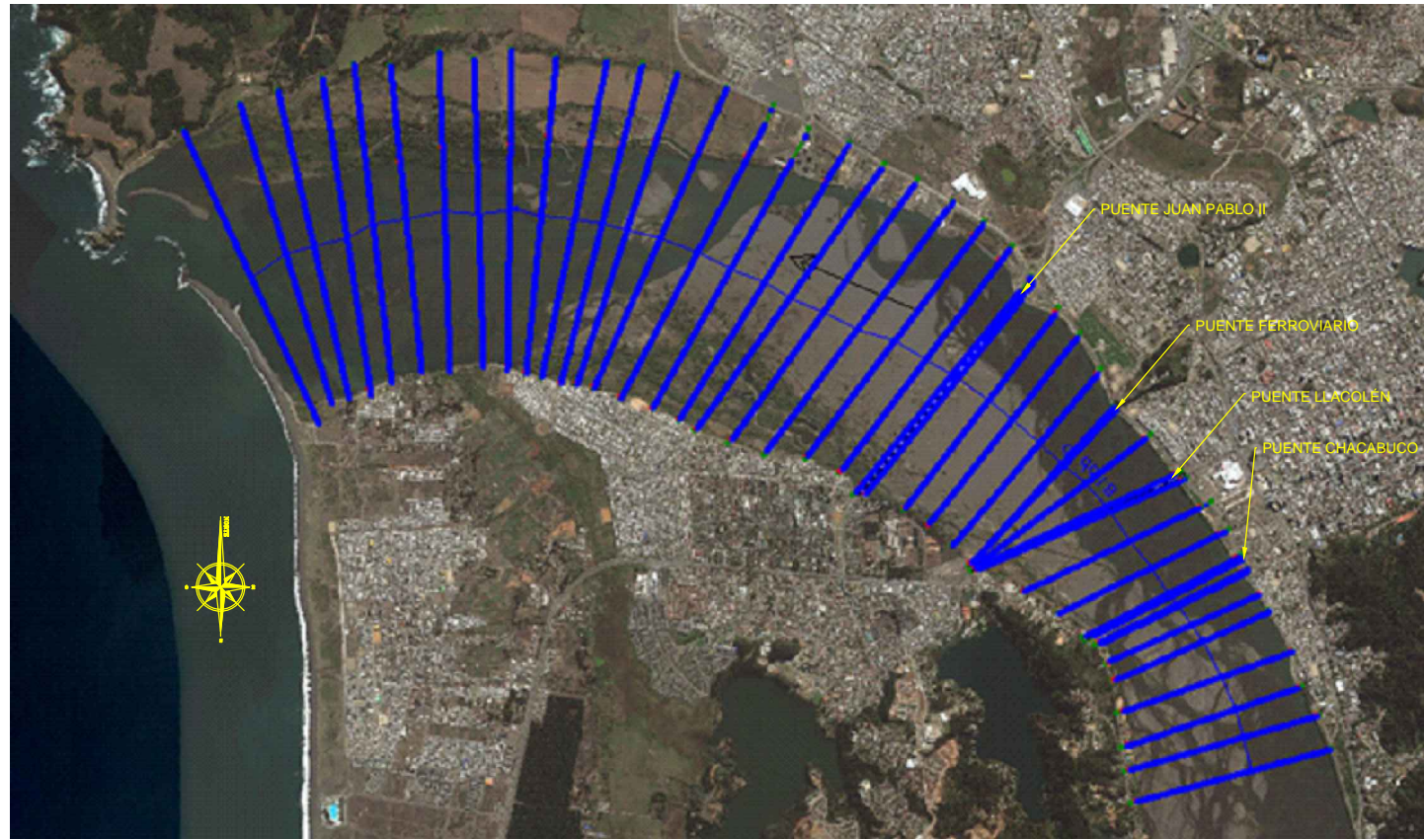
De acuerdo a los resultados obtenidos, la cota máxima que alcanza el agua bajo el puente es de 8.73 m y considerando que, tal como se muestra en el punto 7.2 “Revancha mínima”, la cota de fondo de viga del puente es de 9.82 m, se puede afirmar que la revancha que presentará el puente en caso de ocurrir un evento con un periodo de retorno de 100 años, será de 1.09 m, la que es levemente superior a la revancha mínima de 1 m que exige la normativa vigente.

FIGURA 8.3: MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE DE FLUJO PERMANENTE EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO EVENTO T=100 AÑOS Escalas Indicadas

MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE CONSIDERANDO EL CAUDAL PARA UN EVENTO DE PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS
 PERFIL LONGITUDINAL
 EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO
 ESCALA: H=1:50
 V=1:200



SIMBOLOGÍA
 — CRECIDA T=100 años



MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE
 PLANTA EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO PARA LA CRECIDA DE T=100 AÑOS
 SIN ESCALA

8.3 Modelo HEC-RAS en régimen permanente, para periodo de retorno de 150 años

En segundo lugar se desarrolla el modelo para el periodo de retorno de $T=150$ años, en régimen permanente, es decir considerando el caudal correspondiente a este periodo de retorno, calculado con los datos de caudal registrados por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura”. Este caudal fue calculado en el Capítulo 4 del presente Informe y se presenta en la Tabla 4.7 “Caudales asociados a distintos periodos de retorno, calculados con las distribuciones de probabilidad utilizadas”. Este caudal para $T=150$ años corresponde a $20260.20 \text{ m}^3/\text{s}$.

Resultados del modelo HEC-RAS

El modelo contempla un flujo permanente en régimen subcrítico o de río, cuyas condiciones de borde son el caudal aguas arriba y la pendiente normal aguas abajo.

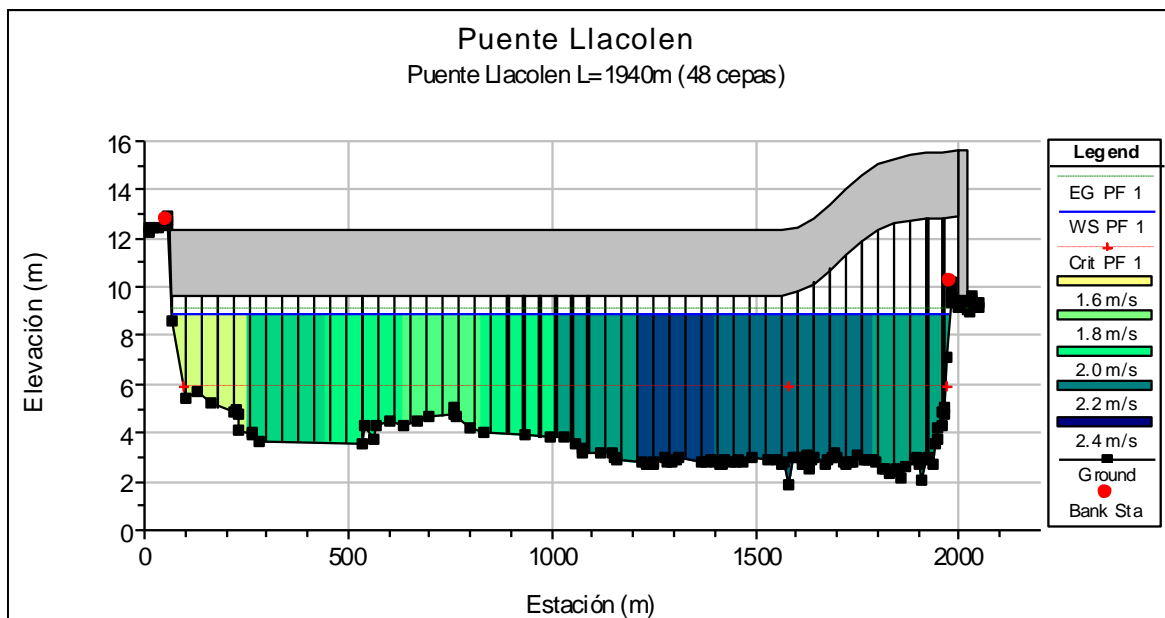


Figura 8.4: Perfil transversal aguas arriba del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

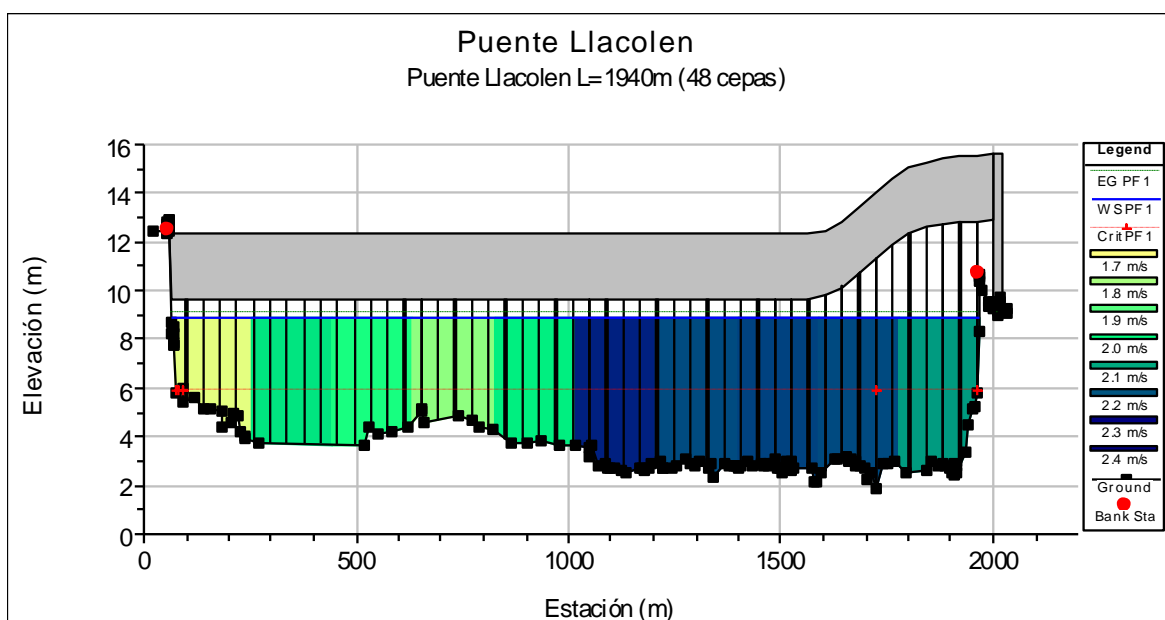


Figura 8.5: Perfil transversal aguas abajo del puente Llacolén.
Fuente: Modelo HEC-RAS.

**Tabla 8.2: Eje hidráulico del río Biobío
en régimen permanente, para un periodo de retorno de T=150 años.**

Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
44	T=150	20260.2	10.88	7.32	11.08	1.97	10308.61	1757.60	0.26
43	T=150	20260.2	10.69	7.15	10.90	2.02	10045.44	1698.69	0.26
42	T=150	20260.2	10.50	7.08	10.74	2.16	9380.17	1587.29	0.28
41	T=150	20260.2	10.29	6.79	10.53	2.15	9434.44	1564.42	0.28
40	T=150	20260.2	9.99	6.71	10.27	2.33	8703.40	1470.13	0.30
39	T=150	20260.2	9.84	6.61	10.13	2.41	8421.97	1425.09	0.31
38	T=150	20260.2	9.67	6.36	9.96	2.40	8447.18	1427.32	0.31
37	T=150	20260.2	9.65	6.36	9.95	2.41	8423.43	1430.81	0.31
36	T=150	20260.2	9.59	6.17	9.87	2.36	8634.46	1445.41	0.30
Puente Chacabuco									
35	T=150	20260.2	9.55	6.17	9.83	2.35	8669.23	1496.36	0.30
34	T=150	20260.2	9.33	6.11	9.61	2.32	8806.24	1597.59	0.31
33	T=150	20260.2	9.13	5.87	9.36	2.12	9543.64	1683.80	0.28
32	T=150	20260.2	8.92	5.83	9.12	2.01	10080.39	1908.89	0.28
Puente Llacolén									
31	T=150	20260.2	8.86	5.80	9.06	2.02	10042.56	1902.96	0.28
30	T=150	20260.2	8.68	5.62	8.89	2.06	9858.73	1854.68	0.28
29	T=150	20260.2	8.48	5.71	8.72	2.20	9223.74	1826.00	0.31
Puente Ferroviario									
28	T=150	20260.2	8.43	5.70	8.68	2.22	9171.61	1833.25	0.32
27	T=150	20260.2	8.26	5.30	8.46	2.00	10214.03	1990.91	0.28
26	T=150	20260.2	8.05	5.12	8.24	1.94	10505.17	2086.14	0.28
25	T=150	20260.2	7.88	4.88	8.06	1.86	10888.10	2149.12	0.26
24	T=150	20260.2	7.66	4.78	7.84	1.87	10974.89	2288.26	0.27
Puente Juan Pablo II									

**Continuación Tabla 8.2: Eje hidráulico del río Biobío
en régimen permanente, para un periodo de retorno de T=150 años.**

Perfil	Evento	Caudal (m ³ /s)	Eje hidráulico (m)	Altura crítica (m)	Línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Ancho (m)	Número de Froude
23	T=150	20260.2	7.60	4.67	7.78	1.88	10924.59	2240.11	0.27
22	T=150	20260.2	7.45	4.38	7.61	1.74	11756.87	2418.08	0.25
21	T=150	20260.2	7.28	4.26	7.43	1.71	11946.15	2512.60	0.25
20	T=150	20260.2	7.09	4.13	7.24	1.71	11971.55	2658.53	0.25
19	T=150	20260.2	6.92	3.81	7.05	1.63	12492.46	2756.29	0.24
18	T=150	20260.2	6.76	3.67	6.89	1.61	12741.40	2770.91	0.23
17	T=150	20260.2	6.62	3.70	6.76	1.69	12256.82	2719.07	0.25
16	T=150	20260.2	6.42	3.40	6.57	1.74	11672.93	2439.37	0.25
15	T=150	20260.2	6.26	2.92	6.39	1.60	12912.13	2680.45	0.22
14	T=150	20260.2	6.11	2.76	6.23	1.60	13407.83	2875.29	0.22
13	T=150	20260.2	5.98	2.71	6.11	1.63	13134.28	2856.72	0.23
12	T=150	20260.2	5.87	2.52	6.00	1.63	13188.46	2810.16	0.22
11	T=150	20260.2	5.78	2.53	5.90	1.57	13820.55	2815.79	0.22
10	T=150	20260.2	5.68	1.89	5.78	1.43	15050.59	2770.85	0.19
9	T=150	20260.2	5.59	1.90	5.69	1.47	14856.09	2794.30	0.19
8	T=150	20260.2	5.44	2.22	5.58	1.73	12750.55	2684.32	0.23
7	T=150	20260.2	5.31	2.14	5.43	1.65	13331.74	2774.05	0.23
6	T=150	20260.2	5.14	1.98	5.27	1.67	13122.34	2691.83	0.23
5	T=150	20260.2	5.01	1.79	5.13	1.63	13477.57	2779.88	0.22
4	T=150	20260.2	4.88	1.89	5.01	1.66	13183.16	2798.37	0.23
3	T=150	20260.2	4.74	1.65	4.86	1.60	13486.71	2771.20	0.22
2	T=150	20260.2	4.64	1.20	4.74	1.51	14320.56	2740.91	0.20
1	T=150	20260.2	4.48	1.20	4.59	1.49	13910.32	2823.78	0.21

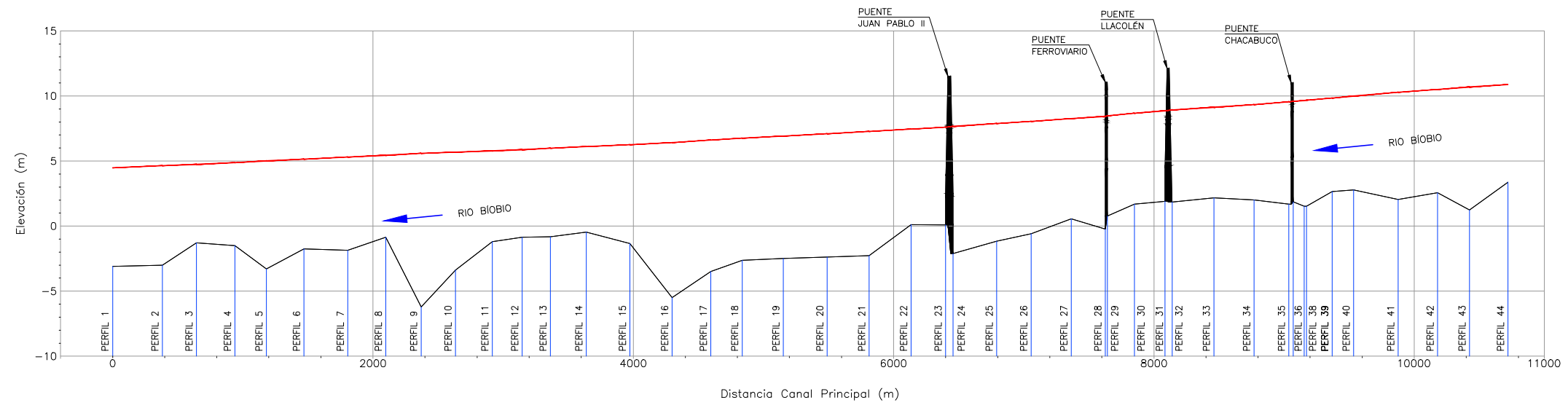
Fuente: Modelo HEC-RAS.

De acuerdo a los resultados obtenidos, la cota máxima que alcanza el agua bajo el puente es de 8.92 m y considerando que, tal como se muestra en el punto 7.2 “Revancha mínima”, la cota de fondo de viga del puente es de 9.82 m, se puede afirmar que la revancha que presentará el puente en caso de ocurrir un evento con un periodo de retorno de 150 años, será de 0.9 m, la que es superior a la revancha mínima de 0.3 m que es lo que exige la normativa vigente para el periodo de retorno de verificación (ver punto 7.2 de este Informe).

FIGURA 8.6: MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE DE FLUJO PERMANENTE EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO EVENTO T=150 AÑOS Escalas Indicadas

MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE CONSIDERANDO EL CAUDAL PARA UN EVENTO DE PERIODO DE RETORNO DE 150 AÑOS PERFIL LONGITUDINAL EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO

ESCALA: H=1:50
V=1:200



SIMBOLOGÍA

— CRECIDA T=150 años



MODELO HEC-RAS DE FLUJO PERMANENTE PLANTA EJE HIDRAÚLICO DEL RÍO BÍOBIO PARA LA CRECIDA DE T=150 AÑOS SIN ESCALA

9 Conclusiones

- Después del análisis de los datos registrados por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura” se puede afirmar que la crecida máxima registrada por dicha estación, corresponde a la ocurrida entre los días 9 y 16 de julio de 2006; además, después de realizar el análisis estadístico de dichos datos, se concluye que la crecida de julio de 2006 cuenta con un periodo de retorno de 41 años.
- Se concluye que la influencia de la variación de la cota de marea, considerando el caudal base, llega aproximadamente hasta 7 km aguas arriba desde la desembocadura del río, por lo que no alcanza a influir en el nivel máximo del agua a la altura del puente Llacolén.
- Del análisis de resultados y la comparación entre los modelos HEC-RAS y RiverFLO-2D, se concluye que la diferencia entre los resultados de ambos modelos es pequeña y ambos son capaces de representar de manera fidedigna el comportamiento del río durante un evento de importancia, como fue la crecida de julio de 2006, con una precisión suficiente como para proyectar y analizar la necesidad de realizar obras de mitigación para eventos futuros de similares características.

Es importante destacar que aunque ambos modelos dan resultados similares, el RiverFlo-2D entrega mayor información, ya que al ser un modelo en dos dimensiones, genera campos de velocidades y de profundidad, lo que permite conocer el comportamiento del escurrimiento de manera más detallada y específica para cada sector del río.

Se debe hacer notar que siempre es útil contar con la mayor cantidad de antecedentes posibles, por lo que contar con ambos modelos permite un análisis más detallado del problema, lo que debería propiciar una mejor solución del mismo.

Además se sabe, que la creación de cada modelo requiere de una aproximación particular al problema, por lo que confeccionando ambos, se logra una visión más completa de la situación que se está analizando.

- Es claro que el coeficiente de rugosidad de Manning utilizado para el lecho del cauce, hace que el modelo HEC-RAS entregue resultados que presentan un ajuste casi perfecto con los antecedentes de terreno presentados en el punto 5.3 de este Informe. Se plantea como un trabajo a realizar a futuro, calibrar el coeficiente de rugosidad de Manning, de manera que los resultados del modelo bidimensional RiverFLO-2D se ajusten mejor a los antecedentes de terreno disponibles.
- El modelo HEC-RAS es muy sensible a algunas decisiones que debe tomar el proyectista, como por ejemplo la ubicación de levees o la posición y orientación de los perfiles batimétricos, decisiones que pueden afectar de manera significativa el resultado del modelo. En este sentido el modelo RiverFlo-2D presenta una aparente ventaja, ya que al

trabajar con una malla como representación del terreno, y no solo con perfiles transversales como el HEC-RAS, debería ser capaz de estimar de manera más aproximada a la realidad el comportamiento del flujo, sin depender de una buena o mala decisión del proyectista.

Otra consideración importante es, que aunque el modelo HEC-RAS es muy difundido y usado, debido a que es considerado un modelo confiable y además es gratuito, lo que ha masificado su uso convirtiéndose en el país en el modelo estándar a ser usado en cualquier proyecto hidráulico, ya se ha empezado a solicitar por parte de algunos departamentos del Ministerio de Obras Públicas, la utilización, además del HEC-RAS, de un modelo hidráulico bidimensional, de manera de comparar y complementar los resultados. Como ejemplo se pueden citar dos Estudios: “Plan de Manejo Técnico, Río Huasco, Comuna de Vallenar” y “Plan de Manejo Técnico, Río Salado, Comuna de Chañaral” (Dirección de Obras Hidráulicas, año 2014), en los que se exige que, para la modelación hidráulica del río, aparte de utilizar el modelo unidimensional HEC-RAS, se utilice el modelo bidimensional Iber, desarrollado por el Instituto Flumen y que también es gratuito.

Lo anterior demuestra que a mediano plazo no bastará solo con análisis basados en modelos unidimensionales, sino que el estándar será exigir además, la confección de modelos bidimensionales en los estudios que involucren análisis hidráulicos de cauces, de manera de contar con más información y antecedentes que permitan al especialista tomar decisiones más adecuadas y certeras.

- Analizando los resultados obtenidos en el Capítulo 7 “Verificación hidráulica del puente Llacolén”, no se puede asegurar que el puente Llacolén presente la revancha mínima necesaria de 1 m, en caso de la ocurrencia de un evento de crecida como el de julio de 2006, que corresponde a la mayor crecida registrada por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura” y que cuenta con un periodo de retorno de 41 años. Ya que el modelo HEC-RAS presenta una revancha de 1.18 m y el modelo RiverFLO-2D presenta una revancha de 0.8 m.
- De acuerdo al modelo HEC-RAS desarrollado para el periodo de retorno de $T=100$ años, cuyos resultados se entregan en el punto 8.2 “Modelo HEC-RAS en régimen permanente, para periodo de retorno de 100 años”, la cota máxima que alcanza el agua bajo el puente es de 8.73 m y considerando que, tal como se muestra en el punto 7.2 “Revancha mínima”, la cota de fondo de viga del puente es de 9.82 m, se observa que según este modelo la revancha que presentará el puente en caso de ocurrir un evento con un periodo de retorno de 100 años, será de 1.09 m, la que es levemente superior a la revancha mínima de 1 m que exige la normativa vigente.

A pesar de que según el modelo HEC-RAS, el puente Llacolén cuenta con una revancha superior a la mínima exigida para un evento de 100 años de periodo de retorno, cumple muy ajustadamente, con un factor de seguridad muy bajo, lo que es poco usual para un puente de la importancia y magnitud de este. Después de analizar los datos y resultados, se concluye que esto se debe a que el puente fue diseñado y construido alrededor de 6 años antes de que ocurriera la crecida de julio de 2006, por lo que los datos con que se

realizó este diseño no incluían dicho evento, el que corresponde a la mayor crecida del río Biobío que se tiene registrada. Por esta razón el modelo realizado cuando se diseñó el puente debe haber entregado alturas menores de agua bajo el puente para los periodos de diseño y verificación exigidos.

Se plantea como un trabajo a realizar a futuro calcular la revancha del puente Llacolén para un evento con un periodo de retorno de 100 años, utilizando un modelo bidimensional, como por ejemplo el RiverFLO-2D o el Iber, con el coeficiente de rugosidad calibrado.

- Como comentario final a este trabajo, corresponde hacer notar que debido al cambio que se sabe están experimentando los ciclos e intensidades de las precipitaciones, a raíz del cambio climático, se debería considerar el adecuar la normativa vigente de manera que incluya alguna determinación con respecto al periodo de vida útil aceptado o a aumentar los periodos de retorno asociados al diseño y verificación de un puente de importancia como es el puente Llacolén, de manera que este cumpla su función de forma segura durante toda su vida útil. Ya que a medida que se profundiza el cambio climático, va aumentando la probabilidad de ocurrencia de los eventos mayores, es decir, disminuye su periodo de retorno.

10 Bibliografía

- Ayala L., “Diseño Hidráulico de Puentes”, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 1983.
- Chodai Co, Ltd. y Nipón Koei Co. Ltd., “Estudio de Factibilidad del Nuevo Puente Biobío en Concepción República de Chile”, Agencia de Cooperación Internacional del Japón, Ministerio de Obras Públicas, 1994.
- Chow V., “Hidráulica de Canales Abiertos, Capítulo 20 Onda de la Crecida”, Mc Graw-Hill, 1994.
- Chow V., Maidment D. y Mays L., “Hidrología Aplicada”, Mc Graw-Hill, 1998.
- Consorcio CCP – AC Ingenieros Consultores Ltda., “Anteproyecto Recuperación de Terrenos en la Ribera Norte Río Biobío”, Ministerio de Obras Públicas, 1998.
- Dirección de Vialidad, “Manual de Carreteras, Volumen 2, Procedimientos de Estudios Viales”, Ministerio de Obras Públicas, 2012.
- Dirección de Vialidad, “Manual de Carreteras, Volumen 3, Instrucciones y Criterios de Diseño”, Ministerio de Obras Públicas, 2012.
- DSS Ambiente Ingeniería Innovación, “Diseño Emisario Submarino, Planta Papelera Norske Skog, San Pedro de la Paz, VIII Región del Biobío”, 2009.
- Espíldora B., “Elementos de Hidrología”, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Obras Civiles, Centro de Recursos Hidráulicos, 1975.
- Hjulström F. “Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris”. Boletín del Instituto Geológico de Uppsala, 1935.
- Linsley R., Kohler M. y Paulhus J., “Hidrología para Ingenieros”, Mc Graw- Hill, 1980.
- Pizarro R., Gonzalez P., Wittersheim M., Saavedra J. y Soto C. “Elementos Técnicos de Hidrología III”, Universidad de Talca, Facultad de Recursos Naturales, Escuela de Ingeniería Forestal y UNESCO Oficina Regional de Ciencia y Tecnología, 1993.
- R&Q Ingeniería S.A., “Estudio de Ingeniería, Reposición puente sobre el río Biobío, Concepción-San Pedro de la paz, Región del Biobío”, Ministerio de Obras Públicas, 2011.
- Servicio Hidrográfico y Oceanográfico SHOA, “Tablas de Marea de la Costa de Chile”, Armada de Chile, años 2000, 2002, 2004, 2006, 2008, 2009, 2010, 2012.
- Varas E. y Bois P., “Hidrología Probabilística”, Ediciones Universidad Católica de Chile, Vicerrectoría Académica, 1998.