

COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO F. ESCENARIOS Y MODELOS DE SIMULACIÓN

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DE SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO F. ESCENARIOS Y MODELO DE SIMULACIÓN

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 6
2. ESCENARIOS DE PROYECTO 7
   2.1. DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS 7
   2.2. OTRAS DEMANDAS CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS 10
      2.2.1. Caudal ecológico 10
      2.2.2. Demanda urbana. 10
      2.2.3. Hidrogeneración. 11
      2.2.4. Superficies con derechos de riego de Quilmo que se ubican en zona de inundación del embalse. 12
   2.3. ESCENARIOS SIMULADOS 13
      2.3.1. Superficies regables. 14
      2.3.2. Hidrogeneración. 15
      2.3.3. Explotación del embalse. 16
3. MODELO DE SIMULACIÓN 19
   3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL 19
   3.2. CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO UTILIZADO SIMGES 20
   3.3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO 20
      3.3.1. Esquema del modelo 20
      3.3.2. Aportaciones 24
      3.3.3. Embalse 25
      3.3.4. Caudal ecológico 29
      3.3.5. Demanda agrícola 30
      3.3.6. Demanda urbana 32
      3.3.7. Central hidroeléctrica 34
      3.3.8. Reglas de gestión 34
   3.4. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN 36

3.5. RESUMEN DE RESULTADOS 58
3.6. CONCLUSIONES 58
4. OPERACIÓN DEL MODELO DE SIMULACIÓN 59
4.1. NORMAS DE OPERACIÓN PARA EL RIEGO 59
4.2. NORMAS DE OPERACIÓN DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA 60
4.3. NORMAS DE OPERACIÓN DEL ABASTECIMIENTO URBANO 62
4.4. CONCLUSIONES 62

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2-1. Demandas de riego 8
Tabla 2-2. Demandas de riego 9
Tabla 2-3. Superficies parcelas Quilmo con derechos de riego en zona de inundación 12
Tabla 2-4. Volúmenes parcelas Quilmo con derechos de riego en zona de inundación 12
Tabla 2-5. Volúmenes en embalse asociado a parcelas Quilmo con derechos de riego en zona de inundación 13
Tabla 2-6. Escenarios simulados. 18
Tabla 2-7. Superficies regables consideradas en los escenarios simulados. 19
Tabla 3-8. Resumen de resultados escenarios simulados 58
Tabla 4-9. Resumen cálculo potencial hidrogeneración 61

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3-1. Esquema del modelo de simulación. Escenario 1 21
Figura 3-2. Esquema del modelo de simulación. Escenario 2 21
Figura 3-3. Esquema del modelo de simulación. Escenario 3 22
Figura 3-4. Esquema del modelo de simulación. Escenario 4 22
Figura 3-5. Esquema del modelo de simulación. Escenario 5 23
Figura 3-6. Esquema del modelo de simulación. Escenario 1-H01. 23
Figura 3-7. Esquema del modelo de simulación. Escenario 2-H01. 24
Figura 3-8. Ventana de entrada de las aportaciones 25
Figura 3-9. Ventana de entrada Datos Físicos del embalse 26
Figura 3-10. Ventana de entrada Volúmenes del embalse 27
Figura 3-11. Ventana de entrada Curvas de Embalse 28
Figura 3-12. Ventana de entrada Tasa de evaporación 29
Figura 3-13. Ventana de entrada de la “toma” para Caudal Ecológico (Toma QE) 30
Figura 3-14. Ventana de entrada Toma Demanda Agrícola 1 (Toma DA) 31
Figura 3-15. Ventana de descripción de la Demanda Agrícola. Criterios de fallo 32
Figura 3-16. Ventana de entrada Toma para Demanda Urbana Abastecimiento 32
Figura 3-17. Ventana de descripción de la Demanda Urbana. Criterios de fallo 33
Figura 3-18. Ventana de descripción de la Central Hidroeléctrica 34

Figura 3-19. Esquema de volúmenes de embalse 35
Figura 3-20. Función objetivo para cada elemento del sistema 35
Figura 3-21. Volumen acumulado en el embalse Quilmo 37
Figura 3-22. Distribución del caudal ecológico durante la simulación 41
Figura 3-23. Central hidroeléctrica. Distribución del caudal turbinado y altura potencial 41
Figura 3-24. Déficit suministro demanda agrícola, urbana y caudal ecológico 45

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO F.1.1. MANUALES MODELO AQUATOOL
ANEXO F.1.2. DATOS DE ENTRADA
ANEXO F.1.3. ARCHIVOS DE CÁLCULO
ANEXO F.1.4. RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES
ANEXO F.1.5. HIDROGENERACIÓN
ANEXO F.1.6. JUSTIFICACIÓN FILTRACIONES PRESA

Especialidad	Nombre del profesional	Especialidad
REVISIÓN TÉCNICA	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Pascual Abad Moreno	Ingeniero Civil
	Enrique Cifres Jiménez	Ingeniero Civil
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
EVALUACIÓN Y PLANIFICACIÓN PROYECTOS	Manuel Cánovas Carreño	Ingeniero Civil
MECÁNICA DE SUELO	Francisco Izquierdo Silvestre	Ingeniero Civil
	Isabel Rodriguez Gayo	Ingeniero Civil
ESTRUCTURAS	Juan Francisco Moyá Soriano	Ingeniero Civil
	Jose Vicente Candel Hernandis	Ingeniero Civil
HIDROLOGÍA	Vicente Bertolín Peiró	Ingeniero Civil
	Félix Bandrés Domínguez	Ingeniero Civil
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
RECOPILACIÓN ANTECEDENTES	Eduardo González Meliá	Ingeniero Civil
	Amparo Moreno Durá	Ingeniero Civil
AGRONOMÍA	Juan López Collado	Ingeniero Agrónomo
	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
GEOMENSURA	Javier Barragán Martos	Ingeniero Geomensor
GEOLOGÍA	Jesús Martínez Ortega	Geólogo
MEDIO AMBIENTE	Ignacio Orts Soler	Licenciado Ciencias Ambientales
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
DIBUJANTES	María Ramírez Toro	Dibujantes
	Jesús Caballer Sánchez	Dibujantes
	Sonia Padilla Genovés	Dibujantes

1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se incluyen las simulaciones mediante de modelo de simulación de gestión para distintos tamaños de proyecto correspondientes al ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO “CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE”.

Se incluyen varios escenarios, basados en diferentes tamaños de presa y volumen de embalse, por tanto, que se asocian a criterios de variaciones en consideración de superficies regables, hidrogeneración y gestión del embalse.

Se realiza una descripción y justificación de cada uno de los escenarios simulados mediante el modelo. Se describe el modelo y los datos introducidos en cada caso y las reglas de operación consideradas, incluyéndose simulaciones asociadas a distintas reglas de operación. Los resultados se incluyen en forma gráfica y tablas.

2. ESCENARIOS DE PROYECTO

A partir de la evaluación de los recursos hídricos disponibles para el embalse, la capacidad de regulación del mismo y las características de los sectores de riego (ubicación, extensión, demandas, etc), se han planteado una serie de escenarios para el proyecto.

Para la elección del tamaño óptimo del embalse, se ha realizado el análisis multipropósito del mismo teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Satisfacción de la demanda de agua para riego, pues se trata del objetivo principal para el que se promueve el presente proyecto.
- Análisis del potencial de hidrogeneración del embalse.
- Beneficio adicional del embalse como elemento para control de crecidas y defensa fluvial.

Una vez obtenido el tamaño óptimo con los criterios anteriormente descritos, se realiza el análisis de nuevas capacidades de embalse para otros usos, planteándose incluso la prioridad de los mismos frente al riego, como puede ser: generación hidroeléctrica no asociada a riego, suministro de agua potable, etc.

2.1. DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS.

Se trata de una demanda consuntiva. Las demandas de riego consideradas en los distintos escenarios simulados son las que se indican a continuación.

DEMANDA 1: Es la demanda correspondiente a la superficie regable del estero Quilmo, de acuerdo al análisis agronómico realizado. Es toda la superficie salvo aquellos predios que tienen derechos, que se contabilizan aparte por tener asignada una prioridad preferente en el modelo de simulación. Corresponde a una superficie de **586,20 ha.**

DEMANDA 2: Es la demanda correspondiente a las superficies regables del estero Quilmo que tienen derechos de riego del propio estero Quilmo. Corresponde a una superficie regable de **87,51 ha**, según la tabla siguiente. Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea, esto es, el mismo tipo de cultivos que en el resto de parcelas regables.

Tabla 2-1. Demandas de riego

PREDIOS CON DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS DEL ESTERO QUILMO			
Parcela	Superficie TOTAL (ha)	Superficie REGABLE (ha)	
1	97,08	38,89	Superficie SAG
8	58,29	19,53	Superficie medida planos
9	87,43	10,45	Superficie medida planos
Orden 8 y 9		15,69	Superficie medida planos
Sitio 20	0,29	0,29	Superficie SAG
Sitio 21	0,31	0,31	Superficie SAG
Sitio 22	0,34	0,34	Superficie SAG
Sitio 23	0,48	0,48	Superficie SAG
Sitio 24	0,74	0,74	Superficie SAG
Sitio 25	0,23	0,23	Superficie SAG
Bien Común Especial 3	1,26	0,56	Superficie SAG
TOTAL	**246,45**	**87,51**	

DEMANDA 3: Es la demanda correspondiente a las superficies regables con derechos de aprovechamiento de aguas del estero Chillán, pero que por su ubicación se podrían regar desde el embalse de Quilmo. Corresponde a una superficie regable de **280 ha**. Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea, como se ha explicado en la anterior demanda.

La superficie total regable contemplada en las demandas 1, 2 y 3 es de **953,71 ha,** de las cuales **673,71 ha** corresponden a las superficies de Quilmo y **280 ha** a predios con derechos del río Chillán.

A partir de estas demandas básicas en las simulaciones, y con el objeto de calcular escenarios adicionales en relación con las superficies de riego a tener en cuenta, se han considerado demandas adicionales, correspondientes a la hipótesis de posibles aumentos de superficies de riegos según se indica a continuación.

DEMANDA 5: Corresponde a un incremento de superficie regable de **200 ha.** Esta superficie adicional, supondría un incremento del 30% de la superficie regable respecto a la superficie de los predios asociados al estero Quilmo (demandas 1 y 2) y de un 20% si la comparáramos con la superficie total incluyendo los predios con derechos del río Chillán (demandas 1, 2 y 3). Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea.

DEMANDA 6: Corresponde a un incremento de superficie regable de **400 ha,** aproximadamente un incremento del 60% de la superficie regable total considerada de Quilmo (demandas 1 y 2) y un 42% de la superficie total considerada incluyendo Chillán (demandas 1, 2 y3). Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea.

DEMANDA 7: Como demanda adicional a tener en cuenta en las simulaciones, se ha considerado la máxima superficie regable adicional (respecto a las demandas 1, 2 y 3) a la que se podría abastecer con un embalse asociado a un muro con nivel de explotación 99 msnm y volumen 12,474 Hm^3, que es de **800 ha**. Esta consideración está en relación con los escenarios generados por hidrogeneración.

En la tabla siguiente se incluyen las demandas consideradas, según se ha explicado en los párrafos precedentes. La planilla Excel de cálculo de las demandas se adjunta en el **Anexo F.1.2 Datos de entrada**.

Tabla 2-2. Demandas de riego

MES	DEMANDA 1	DEMANDA 2	DEMANDA 3	DEMANDA 5	DEMANDA 6	DEMANDA 7
	QUILMO SIN DERECHOS RIEGO (hm^3/mes)	QUILMO CON DERECHOS RIEGO (hm^3/mes)	CHILLAN CON DERECHOS RIEGO (hm^3/mes)	SUPERFICIE ADICIONAL QUILMO 2 (hm^3/mes)	SUPERFICIE ADICIONAL QUILMO 3 (hm^3/mes)	SUPERFICIE ADICIONAL QUILMO 4 (hm^3/mes)
MAYO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
JUNIO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
JULIO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
AGOSTO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SEPTIEMBRE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
OCTUBRE	0.020	0.003	0.010	0.007	0.014	0.027
NOVIEMBRE	0.450	0.067	0.215	0.153	0.307	0.614
DICIEMBRE	0.910	0.136	0.435	0.311	0.621	1.242
ENERO	1.057	0.158	0.505	0.361	0.722	1.443
FEBRERO	0.816	0.122	0.390	0.279	0.557	1.114
MARZO	0.241	0.036	0.115	0.082	0.165	0.329
ABRIL	0.003	0.000	0.001	0.001	0.002	0.004
TOTAL	**3.498**	**0.522**	**1.671**	**1.193**	**2.387**	**4.774**

Se ha de indicar que las demandas de riego incluyen un 25% de pérdidas en los canales, con lo cual estas demandas se consideran a pie de presa. Este valor se ha obtenido según la experiencia del personal del consorcio Ñuble encargado de la redacción del presente proyecto en este tipo de

instalaciones, sabiendo que el agua que puede perder un canal de riego por evaporación, puede rondar entre los 25-50 cm de lámina de agua en las latitudes donde se halla la actuación.

La sección del canal principal tiene unas dimensiones tales que hacen que para el caudal a sección completa (altura de 1,5 m) el volumen que transporte el canal sea de 61.425 m^3,para una sección de 2,925 m^2 y una longitud de canal de 21 km.

La sección del canal para una altura de 1,25 m (pérdida de 25 cm) es de 2,281 m^2 de área mojada, lo cual se traduce en un volumen de 47.901 m3.

El volumen total que se pierde es de 13.524 m^3/año = 61.425 m3 - 47.901 m3 = 13.524 m^3

Este volumen que se pierde por evaporación supone un 22% sobre los 61.425 m^3 totales.

Existen otras pérdidas adicionales que deben contemplarse, como son las pérdidas por infiltración y posibles roturas de la lámina por accidente, sabotajes, deterioro, etc. que pueden contabilizarse de forma usual en un **25% en pérdidas en el canal** por estos aspectos.

2.2. OTRAS DEMANDAS CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS.

2.2.1. CAUDAL ECOLÓGICO.

Es una demanda no consuntiva pero el caudal debe circular por el cauce. Es la demanda prioritaria y el criterio en todos los escenarios es que el caudal ecológico se suministre siempre.

2.2.2. DEMANDA URBANA.

Se trata de una demanda consuntiva. Es una demanda secundaria, con la prioridad más baja. El resto de demandas se abastecen antes que la urbana.

La demanda urbana se ha tenido en cuenta en las simulaciones pero, en un primer análisis se ha comprobado que al localizarse la población de Chillán Viejo, principal fuente de suministro, unos 35 m de cota por encima del embalse, este hecho implica la ejecución de una estación de bombeo para conducir el agua a presión hasta el punto de almacenamiento y regulación correspondiente.

Se ha realizado el cálculo hidráulico de la conducción y bombeo que sería necesario para impulsar el caudal correspondiente al abastecimiento urbano desde el embalse hasta Chillán Viejo.

Se considera una conducción de longitud 9.140 m aproximadamente (medida sobre cartografía disponible y siguiendo trazado camino existente). El caudal considerado es el correspondiente a la demanda urbana mensual considerada por un coeficiente 1,50 para tener en cuenta puntas o bombeo no permanente sino llenado de depósito en 16 horas (válido para ambas hipótesis) lo que resulta un caudal a bombear 114 l/s.

El cálculo hidráulico se ha realizado mediante el flujo en presión en la conducción, con pérdidas continuas por fricción mediante la ecuación de Darcy-Weisbach y coeficiente de fricción de Colebrook-White. En cuanto a las pérdidas localizadas, se estiman un 10% de las continuas por fricción y se suman las de la estación de bombeo como 1,50 m adicionales.

Para el cálculo de la potencia de la bomba necesaria se estima un rendimiento de la bomba del 80%.

Resulta una conducción de 9.140 m de fundición dúctil y una bomba de potencia 82 KW.

A continuación se muestran los cálculos realizados.

ESTIMACIÓN BOMBEO AGUA POTABLE A LA POBLACIÓN DE CHILLÁN
DESDE PRESA QUILMO

DEMANDA ABASTECIDA (Cuando los volúmenes en la presa lo permiten. Es una demanda con mínima prioridad)

197,750.00 m^3/mes 0.0763 m^3/s

Coefic. Q punta bombeado 1.5 **Q = 0.114 m^3/s**

Nº de bombas instaladas 1

Caudal (m^3/s) **0.114**

Material tubería fundición dúctil
Rugosidad absoluta (mm) 0.5
DN (mm) 400 interior
Espesor (mm)

Cota aspiración (m)	Dint tub aspiración (mm)	Long aspiración (m)	Dint tub impulsión (mm)	Long impulsión (m)	Cota impulsión (m)	Velocidad impulsión (m/s)	Hgeom (m)
90.30	400	0	400	**9140**	**124.00**	0.91	33.70

Rendimiento bombas 0.8

Coeficiente de fricc de Darcy (Cálculo por Colebrook-White)	% pérdidas localizadas	Pérdidas continuas por fricción (m)	Pérdidas localizadas (m)	Pérdidas totales (m)	Altura manométrica bombas (m)	Potencia (KW)
0.0217	10	20.922	2.092	**24.514**	**58.21**	82
		elementos impulsión caseta bombas	1.500			
		TOTAL PÉRD. LOC	3.592			

2.2.3. HIDROGENERACIÓN.

Esta es una demanda no consuntiva. Se trata de una demanda adicional con menor prioridad que la demanda de riego pero sobre la que se hace un análisis detallado en cuanto a su abastecimiento, volúmenes turbinados, potencial de hidrogeneración. Algunos de los escenarios, que posteriormente se explican, vienen motivados por el análisis de las posibilidades de hidrogeneración. Se llega a considerar el aumento de volumen de embalse respeto al estrictamente necesario para riego, con el fin de analizar posibilidades adicionales de hidrogeneración y a penalizar el riego para favorecer la hidrogeneración.

2.2.4. SUPERFICIES CON DERECHOS DE RIEGO DE QUILMO QUE SE UBICAN EN ZONA DE INUNDACIÓN DEL EMBALSE.

Además de las demandas consuntivas y no consuntivas consideradas en el modelo como elementos de demanda, descritas en los apartados precedentes, se han tenido en consideración los derechos de riego establecidos en las parcelas que quedarán inundadas por el embalse.

En estas parcelas, que serán expropiadas cuando se construya la presa, no se contempla la realización de actividad agrícola que precise riego, sin embargo sí se ha tenido en cuenta a nivel de planificación de recursos hídricos, que existen unos volúmenes asociados a derechos en la actualidad se deben considerar en cuanto a disponibilidad en el embalse.

En definitiva, no se incluyen como demanda consuntiva de riego, puesto que no lo va a ser, al no ser superficies regables en el futuro, pero sí se contemplan como disponibilidad de volumen en el embalse, al tener derechos asociados.

Las superficies de las parcelas que tienen derechos de riego del estero Quilmo y que se ubican en zona inundable son las que se incluyen en la tabla siguiente.

La hipótesis que se ha realizado para obtener el volumen a reservar en el embalse, es considerar que se riega toda la superficie de la parcela con las demandas de riego por superficie deducidas del análisis agronómico realizado y asociado al resto de superficies incluidas en el modelo. Esta hipótesis está del lado de la seguridad puesto que considera superficies totales de parcela, aunque se ha contrastado que una parte importante de las mismas no sería cultivable por condiciones orográficas.

Tabla 2-3. Superficies parcelas Quilmo con derechos de riego en zona de inundación

SUPERFICIE PARCELAS QUILMO CON DERECHOS DE RIEGO EN ZONA DE INUNDACIÓN		
Orden	**Superficie TOTAL (ha)**	**Superficie Inundada (ha)**
1	123,45	20,06
2,3,4	21,69	10,95
5,6,7	70,4	62,83
TOTAL	**215,54**	**93,84**

El volumen mensual asociado a las superficies regables en zona de inundación con derechos de riego sería el que se indica en la tabla siguiente.

Tabla 2-4. Volúmenes parcelas Quilmo con derechos de riego en zona de inundación

VOLUMEN DERECHOS ZONA DE INUNDACIÓN (hm^3)											
May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,007	0,165	0,335	0,389	0,300	0,089	0,001

Para realizar el análisis de disponibilidad de los volúmenes mensuales indicados en la tabla, se analizará en cada una de las simulaciones la disponibilidad de ese volumen en el embalse. Puesto que uno de los resultados del modelo es el volumen mensual, el análisis se realiza en base a este resultado, considerando que se dispone del volumen asociado a estas parcelas si el volumen en el

embalse es 1,16 hm^3 (estrictamente 1,159 hm^3, volumen correspondiente a la cota 90 m, volumen muerto) más el volumen mensual indicado en la tabla.

En la tabla siguiente se incluyen los volúmenes mensuales calculados que se consideran en el embalse mensualmente, tales que con éstos o mayores se dispondría del volumen adicional asociado a las superficies con derechos de riego de Quilmo en zona inundable.

Tabla 2-5. Volúmenes en embalse asociado a parcelas Quilmo con derechos de riego en zona de inundación

VOLUMEN EN EL EMBALSE PARA SATISFACER DERECHOS DE RIEGO QUILMO EN Z. INUNDABLE (hm^3)											
May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
1,160	1,160	1,160	1,160	1,160	1,167	1,325	1,495	1,549	1,460	1,249	1,161

2.3. ESCENARIOS SIMULADOS

En cuanto a los escenarios planteados y simulados, se han considerado varios aspectos, de forma que se han analizado escenarios en relación a las superficies regables, optimizando el volumen de embalse en cada caso y considerando otros usos como la hidrogeneración. Los escenarios se basan, por lo tanto, en una optimización del volumen de embalse para distintas superficies de riego y en el análisis del funcionamiento y necesidades de volumen para otros usos como hidrogeneración, variando asimismo las superficies regables, aumentando volúmenes para este uso, etc. Además se han hecho simulaciones en relación con la reglas de operación del embalse, tanto teniendo en consideración el riego como otras demandas.

En todos los escenarios se incluyen demandas de caudal ecológico, riego, hidrogeneración y urbana, con distintas consideraciones en cada caso.

En todos los casos, las cotas de las tomas de los distintos usos son las mismas y se indican a continuación:

- Toma caudal ecológico: cota 90,50 msnm.
- Toma de riego: cota 92,50 msnm.
- Toma aprovechamiento hidroeléctrico: cota 90,00 msnm (cota mínima para turbinar 90,50 msnm).
- Cota demanda urbana: cota 90,30 msnm.

El caudal ecológico está a la cota más baja, de forma que puede aprovechar el volumen del embalse al límite inferior. La toma para demanda de riego se encuentra a la cota calculada como necesaria para poder regar por gravedad mediante canales en lámina libre. En cuanto a la toma para abastecimiento a la población, se ha estimado unos centímetros por debajo de la toma de caudal ecológico y por debajo de la cota mínima de turbinado, aunque como ya se ha comentado anteriormente la altura de energía es insuficiente para dar servicio a la población de Chillán Viejo por lo que se requerirá de un grupo de bombeo.

La cota para hidrogeneración es la 90,00 m con un mínimo para hidrogeneración de 90,50 m, es decir, un salto de al menos 0,50 m. Puesto que la cota de toma para hidrogeneración está por debajo de la demanda de riego, que además es prioritaria y consuntiva, el caudal de riego no se turbina. Se ha comprobado que a efectos de hidrogeneración, es más conveniente fijar la cota de toma para hidrogeneración lo más baja posible. Por lo tanto se obtiene mayor rendimiento en la hidrogeneración con la toma a la menor cota posible frente a una cota tal que permita aprovechar el caudal de riego pues los caudales a turbinar son pequeños, por lo tanto es más conveniente un salto mayor.

Los escenarios planteados son los siguientes en función de las distintas variables analizadas.

2.3.1. SUPERFICIES REGABLES.

Los escenarios del 1 al 5 que a continuación se describen consideran todas las demandas, pero se diferencian en que presentan distintas demandas para riego en función de las diferentes superficies regables planteadas.

La demanda de caudal ecológico se satisface en su totalidad en todo el periodo de simulación, ya que es prioritaria frente al resto. Se trata de optimizar el embalse para cada caso de acuerdo con las **superficies regables** consideradas. La demanda urbana se abastecerá con una prioridad muy baja, por lo tanto, cuando exista excedente del resto de demandas y manteniendo los volúmenes del embalse.

El **volumen mínimo del embalse** se establece en **1,16 hm^3**, correspondiente al **volumen muerto estimado por arrastre de sedimentos**. Se comprueba que el volumen no sea inferior a éste en el periodo de simulación de los recursos hídricos.

El **volumen objetivo** es el correspondiente a mantener el embalse lleno en cada caso, esto es en el **nivel máximo de explotación**.

En cuanto a la **hidrogeneración**, se establece en los escenarios 1 al 5 con un volumen objetivo cero, de manera que se turbine cuando sea posible, que de forma general, será el volumen correspondiente a la suma del caudal ecológico, la demanda urbana y los excedentes del embalse, de acuerdo con las aportaciones del estero Quilmo y del volumen en cada periodo mensual de cálculo.

1. ESCENARIO 1

Se trata de un escenario que se prevé probable, puesto que incluye unas superficies regables disponibles y accesibles mediante el sistema de riego previsto.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

2. ESCENARIO 2

En este escenario se reduce la superficie regable, de forma que no se considera la superficie correspondiente a Chillán. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2

3. ESCENARIO 3

Este escenario se genera con el fin de considerar, tal y como se ha explicado en la descripción de las demandas de riego, una posible superficie adicional regable.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 5

4. ESCENARIO 4

Al igual que el escenario 3 se genera con el fin de incluir una superficie adicional de riego y determinar el volumen óptimo de embalse. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 6

5. ESCENARIO 5

Al igual que los escenarios 3 y 4, este escenario viene motivado por la consideración de posibles incrementos en la superficie regable. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 7

2.3.2. HIDROGENERACIÓN.

En relación con la **hidrogeneración**, se plantean y simulan escenarios adicionales, que son el escenario 1-H01, escenario 2-H01. En ellos se adoptan las mismas demandas para riego que en los escenarios 1 y 2 respectivamente, pero se incrementa considerablemente el volumen almacenado para su aprovechamiento en hidrogeneración.

Se pretende obtener la rentabilidad de la hidrogeneración, pero siempre garantizando la seguridad de suministro para riego.

6. ESCENARIO 1 – H01

Este escenario se plantea a partir del escenario 1, con demandas de riego 1, 2 y 3 aumentando el volumen de embalse, con un nivel de explotación 2,50 m superior. Puesto que las demandas de riego están satisfechas de acuerdo al criterio de fallo establecido, el incremento de volumen es mayoritariamente para tener disponibilidad de caudal para hidrogeneración, si bien manteniendo el Volumen objetivo como cero, al igual que en los escenarios 1 al 5 previos.

En cuanto a las demandas de riego, se consideran las siguientes:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

7. ESCENARIO 2 – H01

Este escenario es como el anterior pero sin considerar la demanda de riego de la superficie correspondiente a Chillán, por lo tanto, se elimina la demanda de riego 3. Este caso penaliza el riego frente a la hidrogeneración.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2

2.3.3. EXPLOTACIÓN DEL EMBALSE.

A continuación se plantean una serie de escenarios (1B, 1C, 1D, 1-H01B y 1-H01C) que tienen como misión servir de base para establecer las condiciones de explotación del embalse. Las distintas opciones de explotación se han estudiado en base al **volumen mínimos a mantener en el embalse** y al **volumen objetivo al final de cada mes** para el uso del embalse para hidrogeneración.

8. ESCENARIO 1B

Se parte del escenario 1 pero considerando un volumen mínimo en el embalse 3,165 hm^3, que es el correspondiente a la cota 92,50 msnm a la que se encuentra la toma para riego. En el resto de escenarios se considera la cota mínima en el embalse la 90,00 msnm, con un volumen de 1,16 hm^3, lo que implica en cuanto a operación del embalse, que vacíe lo que se necesite para riego en caso de volúmenes bajos.

Al fijar el volumen 3,165 hm^3 como volumen mínimo, se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego, de modo que en todo el mes, siempre se podrá regar por la toma de riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

9. ESCENARIO 1C

Se fija, al igual que el escenario 1B, el volumen de 3,165 hm^3 como volumen mínimo, y se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego. En este caso se incrementa la altura de embalse para poder analizar como mejora la producción de energía teniendo algo de holgura en el suministro de riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

10. ESCENARIO 1D

Este escenario está en relación con la explotación del embale. Se fija el volumen 1,16 hm^3 como volumen mínimo, se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

11. ESCENARIO 1 – H01B

Se basa en el escenario 1-H01, con las mismas demandas de riego y cota de explotación del embalse (99,00 m), considerando en este caso un volumen objetivo para hidrogeneración de 1 hm^3 constante a lo largo de todos los meses de la simulación, de forma que cuando sea posible se suministra ese volumen.

12. ESCENARIO 1 – H01C

Se basa en el escenario 1-H01, con las mismas demandas de riego y cota de explotación del embalse (99,00 m), considerando en este caso un volumen objetivo para hidrogeneración, de forma que cuando sea posible se suministra ese volumen, como en el caso del escenario 1-H01C, con un volumen objetivo variable en el año, 1 hm^3 en los meses de octubre a marzo y 5 hm^3 en los meses de abril a septiembre en los que la demanda de riego es nula o muy baja (abril).

En la tabla siguiente se resumen los escenarios contemplados en las simulaciones mediante el modelo de gestión de los recursos hídricos.

13. ESCENARIO 1 – AB01

Se basa en el escenario 1, con las mismas demandas de riego. En este escenario se da prioridad al abastecimiento urbano frente a la central hidroeléctrica. Se ha calculado el volumen de embalse que cumpla los criterios de fallo para riego pero consiguiendo satisfacer la demanda correspondiente al abastecimiento urbano.

Tabla 2-6. Escenarios simulados.

ESCENARIO	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	EMBALSE	DEMANDA HIDROGENERACIÓN	Observaciones
1	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
2	1, 2	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
3	1, 2, 3, 5	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 200 ha
4	1, 2, 3, 6	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 400 ha
5	1, 2, 3, 7	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 800 ha
1-H01	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Incr. Vol. Para hidrogeneración
2-H01	1, 2	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Incr. Vol. Para hidrogeneración
1B	1, 2, 3	VOL MÍN =3.165hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
1C	1, 2, 3	VOL MÍN =3.165hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
1D	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
1-H01B	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 1	
1-H01C	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 1 - 5	1 OCT-MAR; 5 ABR - SEP
1-AB01	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Prioridad dem. urbana frente a hidrog.

En la tabla siguiente se incluyen las superficies totales regables consideradas en cada escenario.

Tabla 2-7. Superficies regables consideradas en los escenarios simulados.

ESCENARIO	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	SUPERFICIE REGABLE TOTAL (ha)
1	1, 2, 3	**953,71**
2	1, 2	**673,71**
3	1, 2, 3, 5	**1.153,71**
4	1, 2, 3, 6	**1.353,71**
5	1, 2, 3, 7	**1.753,71**
1-H01	1, 2, 3	**953,71**
2-H01	1, 2	**673,71**
1B	1, 2, 3	**953,71**
1C	1, 2, 3	**953,71**
1D	1, 2, 3	**953,71**
1-H01B	1, 2, 3	**953,71**
1-H01C	1, 2, 3	**953,71**
1-AB01	1, 2, 3	**953,71**

3. MODELO DE SIMULACIÓN

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El modelo de simulación de los recursos que ha sido utilizado es el ***AQUATOOL***, desarrollado por el Área de Ingeniería de Recursos Hídricos del Instituto Universitario de Investigación de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia (IIAMA – UPV), España.

AQUATOOL es una herramienta para la construcción de Sistemas Soporte de Decisión para la Planificación y Gestión Integrada de recursos hídricos. Con ella se pueden analizar de forma integrada y a escala de cuenca hidrográfica aspectos cuantitativos, cualitativos, económicos y ambientales, incorporando también otros aspectos, como prioridades y reglas de gestión. Permite tener toda la información en una sola aplicación, evaluar múltiples alternativas para distintos escenarios, obtener los intercambios entre los distintos objetivos y estimar los riesgos asociados a las decisiones y al análisis de sensibilidad. Consta de una serie de módulos que están integrados en un sistema único en el que la unidad de control del usuario permite la definición gráfica del esquema del sistema de recursos hídricos, el control de las bases de datos, la utilización de los módulos mencionados y el análisis gráfico de los resultados. Se ha obtenido una valiosa experiencia con dicho sistema en su aplicación a casos reales de planificación de cuencas españolas (Júcar, Segura, Tajo, Duero,…), además de en Argentina, Chile, Brasil, …. Estas aplicaciones demuestran la robustez de las herramientas y su flexibilidad para modelar gran variedad de sistemas. Los distintos módulos han sido diseñados con orientación a metodologías consolidadas de análisis de sistemas de recursos hídricos, muchas de las cuales han sido desarrolladas en el IIAMA de la UPV.

3.2. CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO UTILIZADO SIMGES

El módulo del programa que se ha utilizado para los cálculos es el SIMGES, que se describe a continuación.

El módulo SIMGES es un modelo general para la Simulación de la Gestión de Cuencas, o sistemas de recursos hidráulicos complejos, en los que se dispone de elementos de regulación o almacenamiento tanto superficiales como subterráneos, de captación, de transporte, de utilización y/o consumo, y de dispositivos de recarga artificial. El modelo admite cualquier configuración dentro de unos límites impuestos únicamente por capacidades de hardware, y por tanto es utilizable para cualquier esquema de recursos hidráulicos. La simulación se efectúa a nivel mensual y reproduce con el detalle espacial que el usuario desee el flujo del agua a través del sistema. Para los subsistemas superficiales el flujo es calculado simplemente por continuidad o balance. Los acuíferos y las relaciones río-acuífero se simulan con modelos unicelulares, con modelos pluricelulares, o utilizando el método de los autovalores mediante modelos distribuidos en los que se considera la variación espacial de las propiedades hidrodinámicas de los acuíferos. El modelo SIMGES también considera los retornos a las aguas superficiales y los que se infiltran en los acuíferos y tiene asimismo en cuenta en la simulación las pérdidas por evaporación y filtración en embalses y cauces, así como las relaciones entre aguas superficiales y aguas subterráneas. La gestión de los recursos hidráulicos se simula mediante reglas de operación tendentes a mantener un nivel similar de llenado en los embalses a partir de unas curvas de zonado de embalse. Dichas curvas son las reglas de explotación propiamente dichas y son suministradas por el usuario del modelo. Se admite la definición de caudales mínimos ecológicos, así como de diferentes prioridades de los usuarios para el aprovechamiento del agua. La simulación y gestión del sistema superficial se efectúan a un tiempo mediante el uso de un algoritmo de optimización de redes de flujo conservativo. Dicho algoritmo se encarga de determinar el flujo en el sistema tratando de satisfacer al máximo los objetivos múltiples de minimización de déficits, y de máxima adaptación a las curvas de volumen objetivo de embalse y objetivos de producción hidroeléctrica. Además, esta optimización se completa con un proceso iterativo de llamadas al algoritmo de optimización lineal, lo que permite mejorar la calidad de la simulación en procesos no lineales como filtraciones, evaporaciones y relaciones entre aguas superficiales y subterráneas.

En el **Anexo F.1.1** se incluyen los manuales del módulo de cálculo SIMGES. Además se aportan los datos de entrada, los archivos de cálculo y los resultados de la simulación.

3.3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO

A continuación se describen los datos de entrada y configuración del modelo.

3.3.1. ESQUEMA DEL MODELO

El esquema del modelo introducido en Aquatool es el que se muestra en la figura siguiente.

Figura 3-1. Esquema del modelo de simulación. Escenario 1.

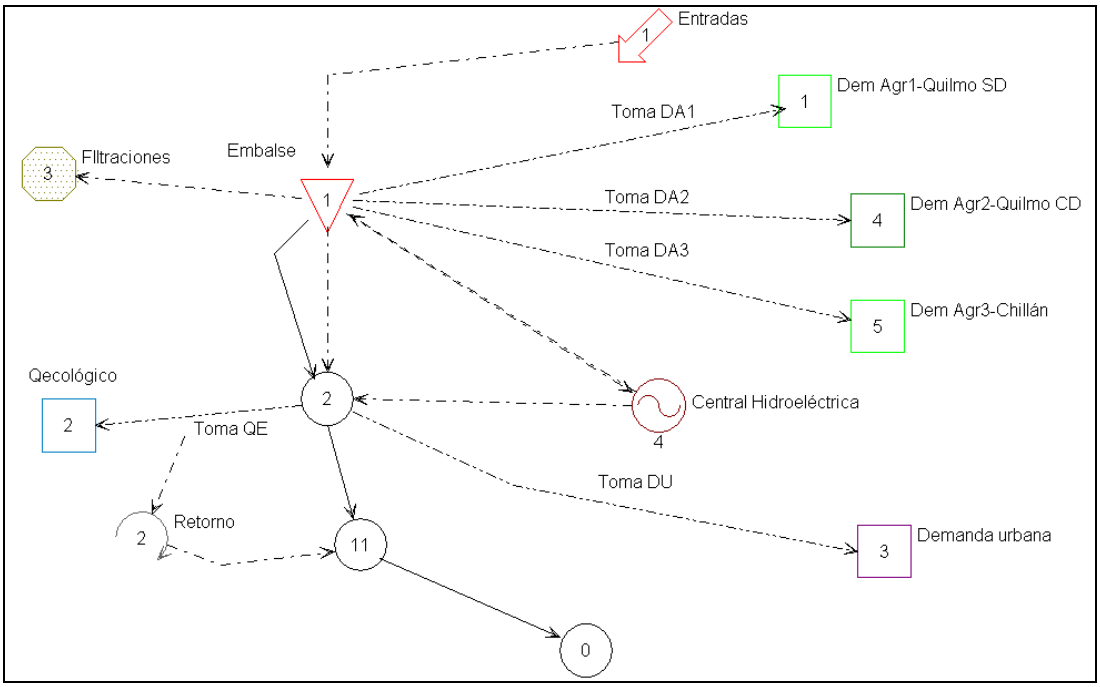


Figura 3-2. Esquema del modelo de simulación. Escenario 2.

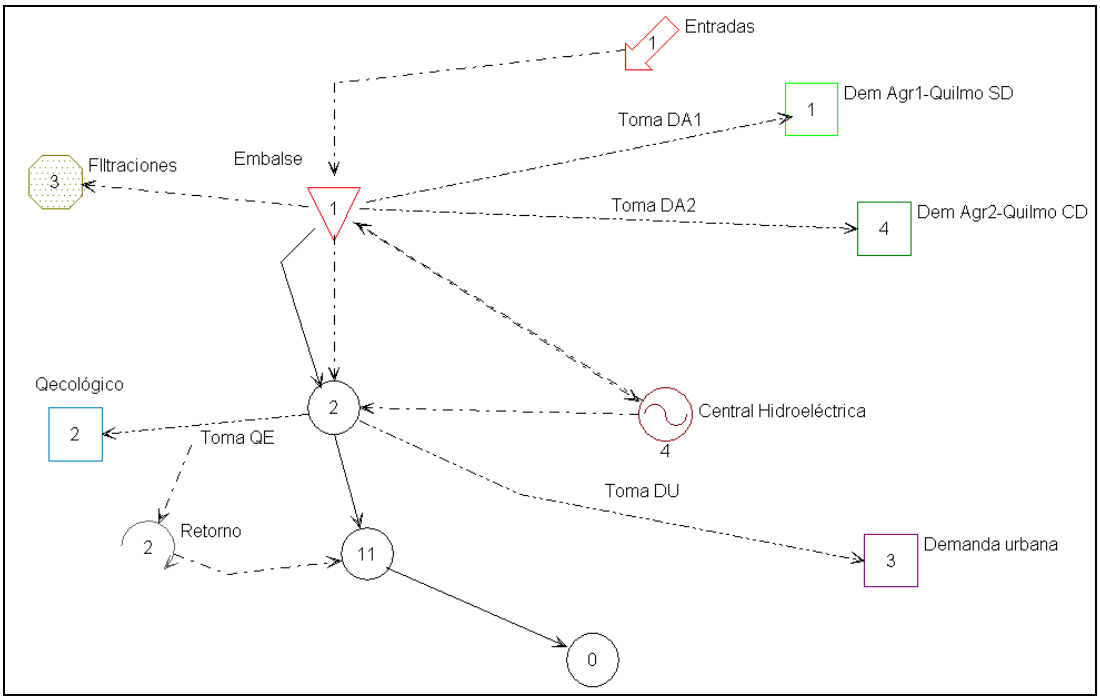


Figura 3-3. Esquema del modelo de simulación. Escenario 3.

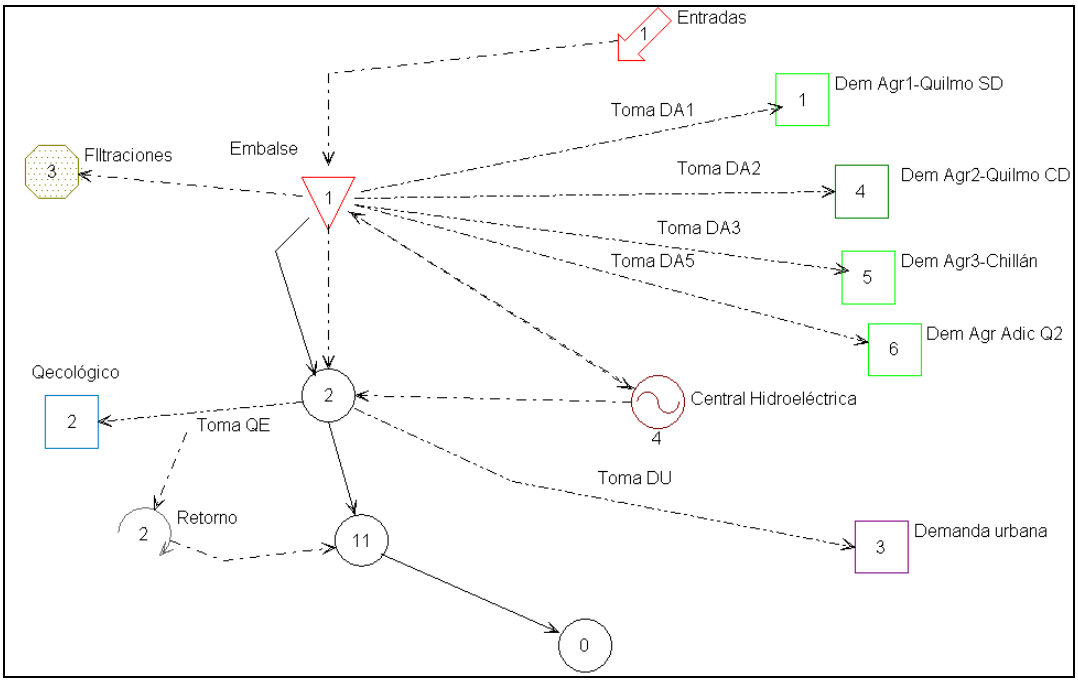


Figura 3-4. Esquema del modelo de simulación. Escenario 4.

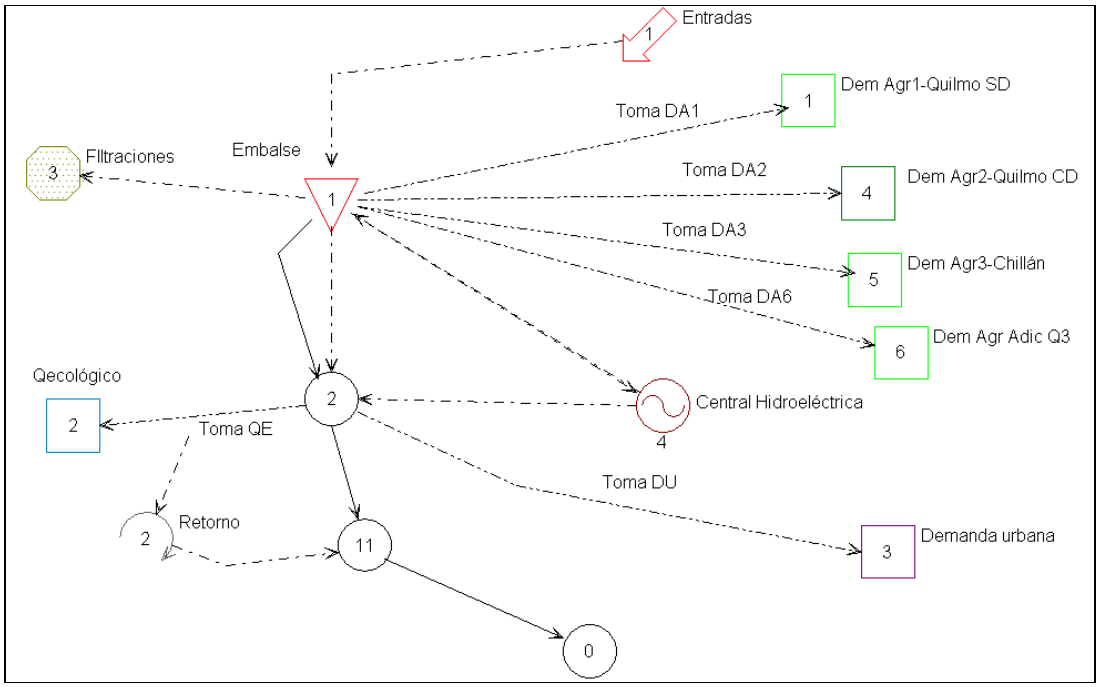


Figura 3-5. Esquema del modelo de simulación. Escenario 5.

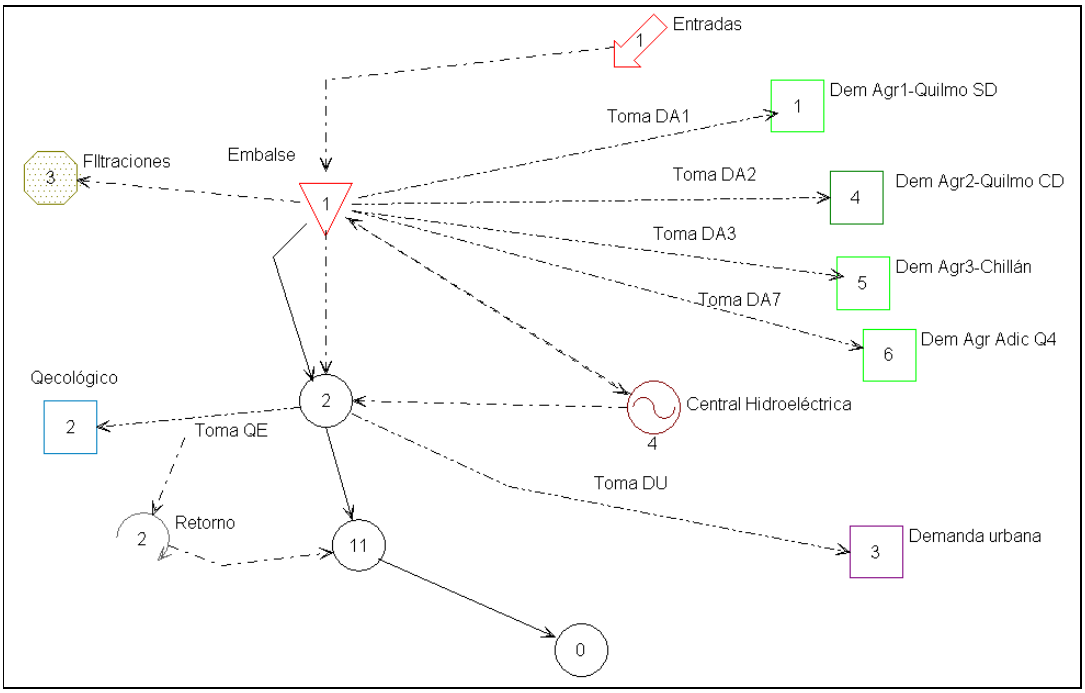


Figura 3-6. Esquema del modelo de simulación. Escenario 1-H01.

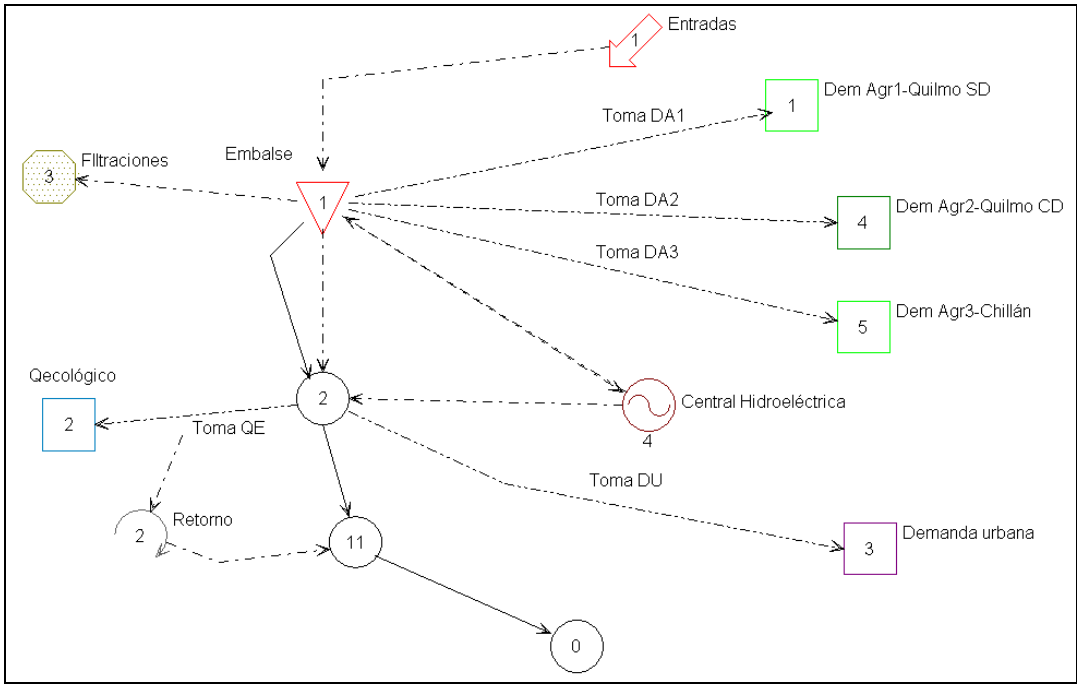
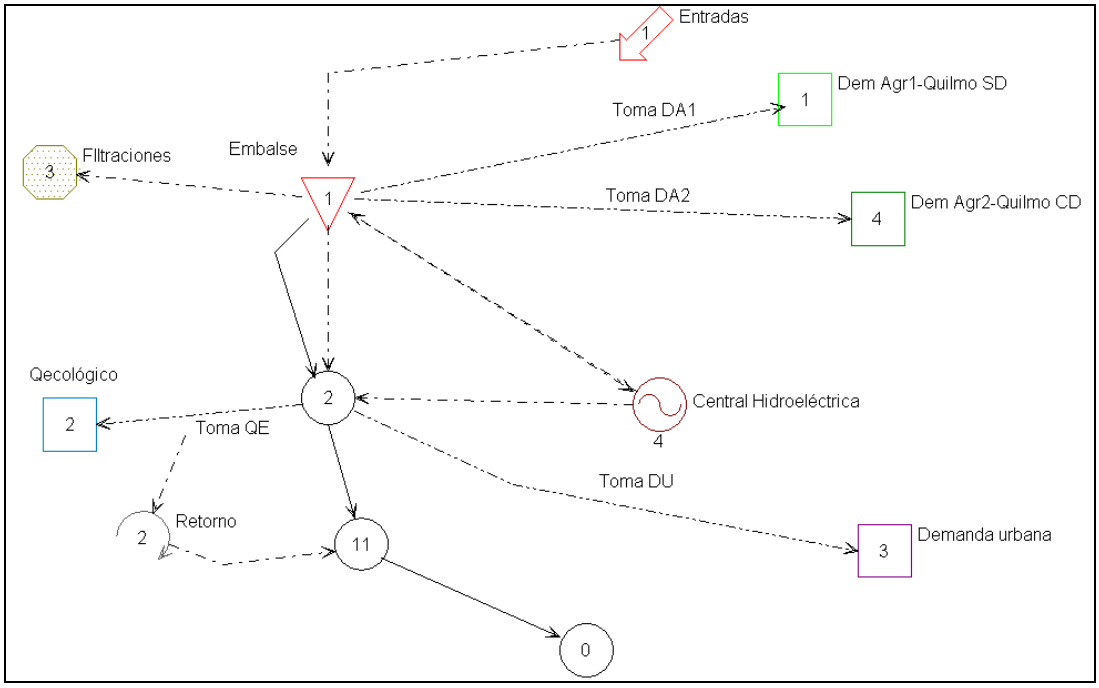


Figura 3-7. Esquema del modelo de simulación. Escenario 2-H01.



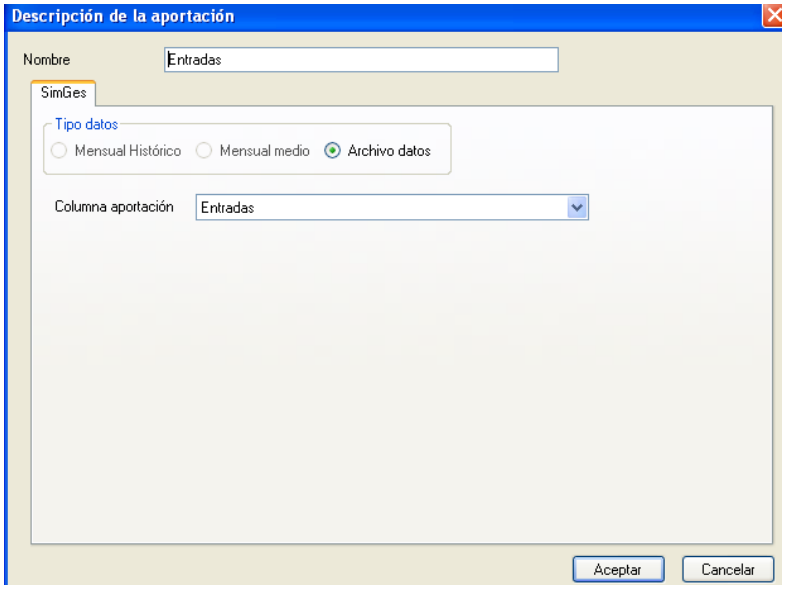
En los escenarios 1B, 1-H01B, 1-H01C y 1-AB01 el esquema es el mismo que en el caso del escenario 1 y del escenario 1-H01, puesto que la ubicación esquemática de las demandas se sitúa en la misma posición y las demandas de riego consideradas son la 1, 2 y 3.

3.3.2. APORTACIONES

Las aportaciones o entradas al embalse se consideran los caudales provenientes del estero Quilmo. Se considera la serie de datos fluviométricos completada y extendida desde al año 1958 al 2013. Se incluye el listado en el **Anexo F.1.2.**

Los datos se introducen en hm^3 por mes por medio de un archivo de datos.

Figura 3-8. Ventana de entrada de las aportaciones



3.3.3. EMBALSE

Las aportaciones o entradas al embalse se consideran los caudales provenientes del estero Quilmo. Se considera la serie de datos fluviométricos completada y extendida desde al año 1958 al 2013.

En las figuras siguientes se muestran las ventanas de entradas al modelo mediante las que se define el embalse.

En cuanto a las filtraciones, se definen mediante una ley:

$$F = A + B \cdot V^C = 0{,}0025343 \cdot V$$

Siendo V el volumen de la presa. Esta fórmula representa unas filtraciones del 10 l/s con el embalse lleno y niveles intermedios de forma lineal.

El valor del caudal correspondiente a las filtraciones se ha obtenido mediante la simulación con un modelo de redes de flujo en medio permeables, empleando para ello el Programa SEEP/W 2007, de uso habitual en la práctica de ingeniería del terreno, que se incluye en el paquete Geoestudio de la empresa Geoslope.

Los datos de entrada al modelo se han obtenido a partir de los parámetros geotécnicos del terreno correspondientes a la información de la campaña geotécnica realizada en la zona de

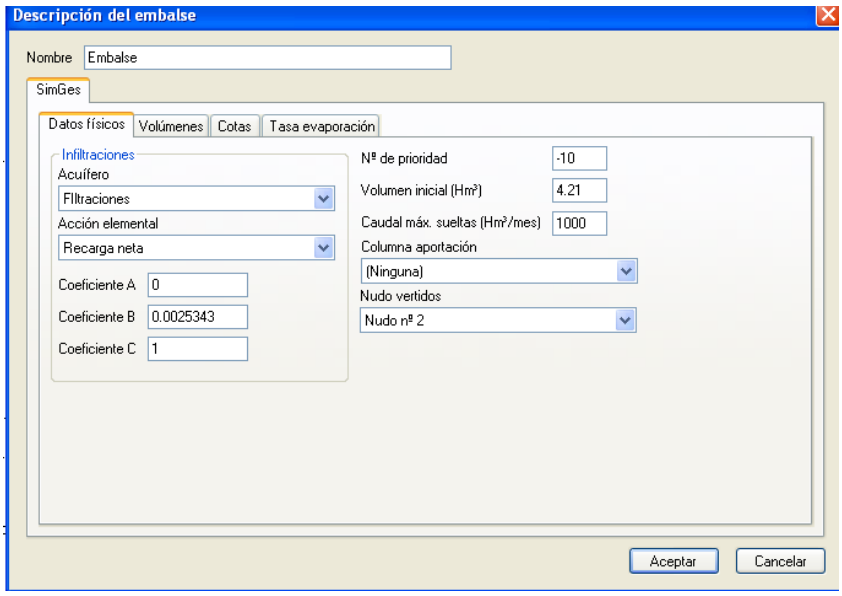
emplazamiento del muro. Los datos de los parámetros geotécnicos de los materiales del muro se fijaron en la fase de diseño de las obras.

Como resultado del cálculo se obtiene que el caudal de las filtraciones es de 1,8 x 10^{-5} m^3/s, por metro lineal de presa, por lo que para una longitud de presa del orden de 450 metros, se obtendría, para la hipótesis de embalse lleno, un caudal de 8,10 l/s. Los resultados y archivos de cálculo del programa se han incluido en el **Anexo F.1.6.** Justificación de las filtraciones de la presa.

Para el modelo Aquatool se ha introducido una ley de filtraciones, F = 0,0025343 x V, que mayora ligeramente el resultado para estar del lado de la seguridad, de modo que para el embalse lleno el caudal es de 10 l/s.

El valor de los volúmenes que suponen las filtraciones dentro del balance de los volúmenes de entradas y salidas del modelo Aquatool, no es significativo.

Figura 3-9. Ventana de entrada Datos Físicos del embalse

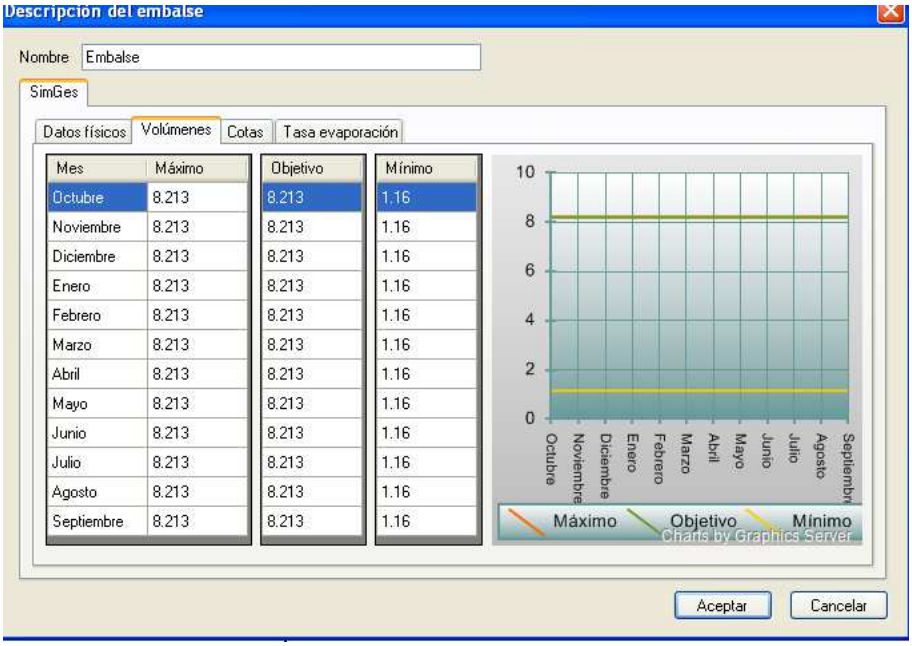


El volumen máximo corresponde al volumen de la presa a la cota establecida como nivel de explotación. Esta cota es variable en cada uno de los escenarios, puesto que se ha ajustado el volumen de embalse en cada caso de acuerdo con las necesidades de caudal por las superficies regables o por motivos de reserva de volumen para otras demandas, hidrogeneración, como se ha explicado en la descripción y justificación de los escenarios realizada previamente. El volumen mínimo es el correspondiente a la cota 90 m, es decir, suponemos que no vacía por debajo de esa cota, salvo en el escenario 1B que se considérala cota 92,50 m, con un volumen 3,165. Como volumen objetivo se estable el correspondiente al nivel de explotación con intención de mantener el embalse lleno, cuando sea posible. Será variable, por tanto, en cada escenario planteado,

dependiendo del volumen de embalse considerado (volumen de explotación concretamente, que es el establecido en cada caso como volumen objetivo).

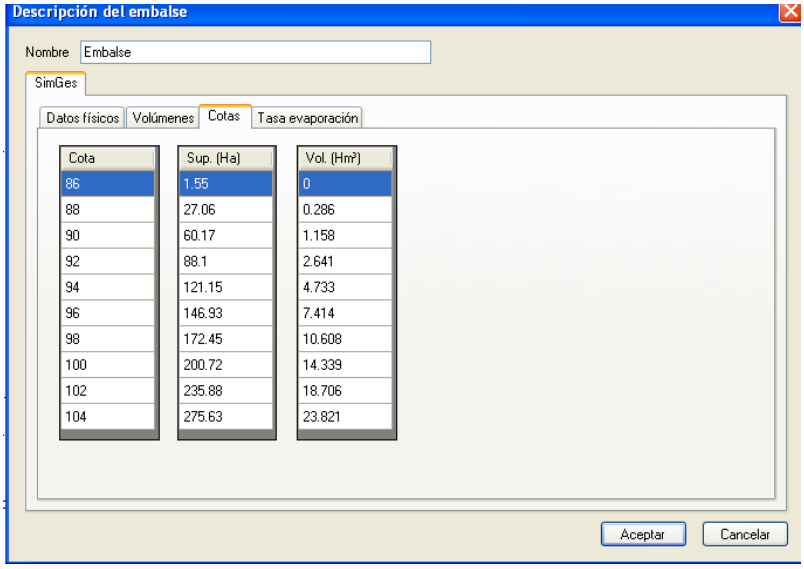
En la figura siguiente se muestra la ventana de entrada al modelo para el caso del escenario 1, con un volumen máximo 8,213 hm^3, que corresponde a una cota de explotación de embalse 96,50 m. En el caso del resto de escenarios los datos se introducen de la misma forma con los volúmenes correspondientes a cada uno de los casos simulados.

Figura 3-10. Ventana de entrada Volúmenes del embalse



El embalse se define geométricamente mediante sus curvas de cota – superficie – volumen.

Figura 3-11. Ventana de entrada Curvas de Embalse



La **tasa de evaporación** se introduce como dato del embalse en mm/mes.

La tasa de evaporación considerada en el modelo se basa en diversa bibliografía que incluye su estudio y análisis. Básicamente la información en cuanto a valores de evapotranspiración y datos meteorológicos consultada procede del *Balance Hídrico de Chile* y de la publicación *Cálculo y cartografía de la evapotranspiración potencial en Chile (CNR).* Además, se ha revisado información y estudios técnicos al respecto.

En cuanto a los valores globales de evaporación, a considerar, se toma por una parte el valor de la evapotranspiración real obtenida en el Balance Hídrico de Chile, quedando Chillán ubicado entre las isolíneas de 600 mm anuales, además en cuanto a la evapotranspiración asociada a zonas de riego se encuentra entre 700 y 800 mm. Este el valor que se toma de referencia, por encontrarse el embalse en zona de riego, considerando un valor de 765 mm por la ubicación del mismo (hacia valores altos, del lado de la seguridad, además). De estudios en la zona, se obtienen un coeficiente de bandeja que relaciona la evaporación con la evapotranspiración de 0,85, con lo que la evaporación anual resultante sería 900 mm. Se considera conveniente un análisis adicional ya que este valor podría ser algo bajo. Para ello, partiendo de los datos de las estaciones meteorológicas del Cálculo y cartografía de la ETP en Chile mencionado, se comprueba que la estación más próxima a Chillán no se incluye en los cálculos porque no dispone de información del número de años pero sí se aporta información de evaporación en tanque evaporímetro clase A de la misma. Por lo tanto se considera adecuado utilizar esta información. A este respecto cabe mencionar el artículo técnico *Estimación de la evaporación en embalses de riego mediante un modelo de balance de energía (J.M. Molina, V. Martínez, A. Baille, M. González) Ingeniería del Agua, sep. 2006.* en el que se realiza un estudio de la estimación evaporación en embalses de riego a partir de datos de tanque evaporímetro (bandeja clase A). En este estudio se valida como adecuado, asociado a este caso, un valor anual del coeficiente de tanque 0,7. De los datos de la

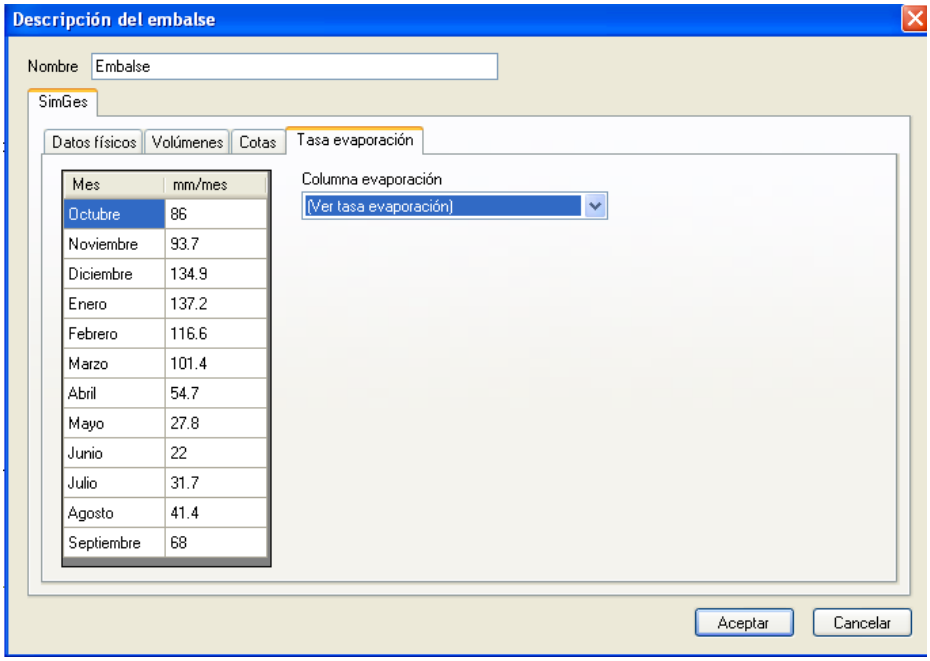
estación Chillán – Aeródromo Bernardo O Higgings que se incluyen en *Cálculo y cartografía de la evapotranspiración potencial en Chile (CNR)* se tiene una evaporación anual total de bandeja de 1331 mm, con lo que aplicando el coeficiente Kpan = 0,7 se tiene una evaporación en embalse 931,7 mm.

De los cálculos realizados, se toma el valor promedio entre ambos obtenidos, redondeado a 915 mm.

A partir del valor total anual de evaporación en el embalse, se realiza la distribución mensual de acuerdo a la zona en que se ubica.

En la figura siguiente se presenta la ventana de introducción de los valores mensuales en el modelo de cálculo, que resultan los que se ven en la propia figura.

Figura 3-12. Ventana de entrada Tasa de evaporación



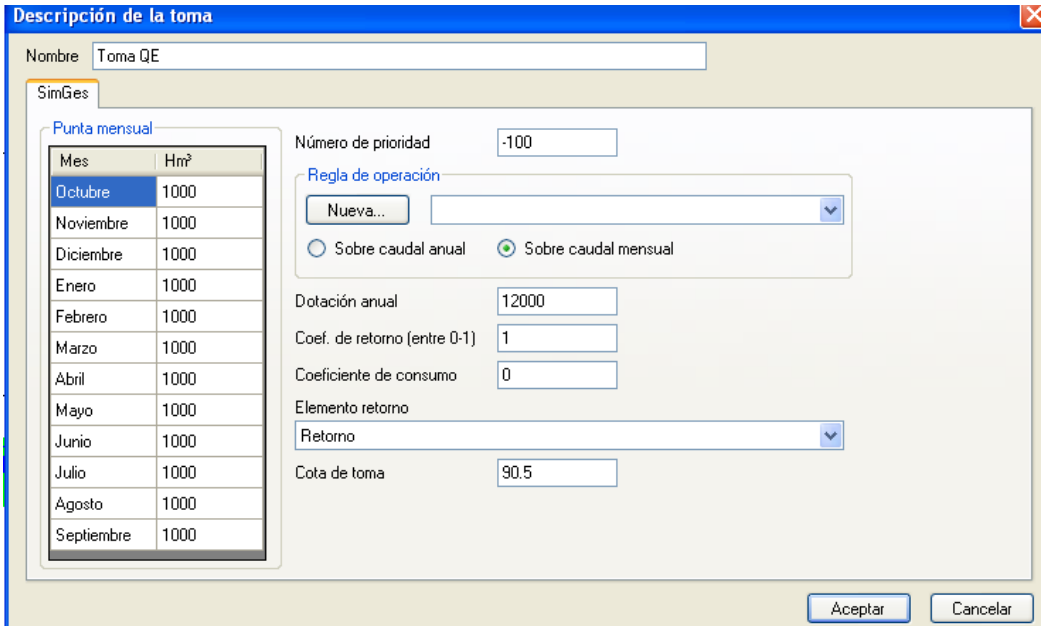
3.3.4. CAUDAL ECOLÓGICO

Se considera de acuerdo con el "Reglamento para la determinación del caudal ecológico mínimo, del Ministerio de Medio Ambiente". Se introduce como una **demanda variable en el tiempo** que representa el 20% de las entradas al embalse, con un máximo del 20% del caudal medio anual (en hm^3/mes).

Esto se ha realizado mediante un programa desarrollado expresamente para poder introducir una demanda variable, ya que el programa de partida no contempla esta posibilidad, sino que adopta demandas mensuales iguales en todos los años de la simulación.

En el **Anexo F.1.2** se incluye, como dato de entrada, una planilla Excel con los valores de caudal ecológico para cada uno de los meses de la simulación, considerando el valor máximo como 1,14 hm^3/mes (20% del caudal medio anual de los 55 años simulados).

Figura 3-13. Ventana de entrada de la "toma" para Caudal Ecológico (Toma QE)



3.3.5. DEMANDA AGRÍCOLA

La demanda agrícola se puede diferenciar en varias demandas con características diferentes, tales como en el caso de tener unas demandas constantes a lo largo del tiempo de la simulación y otras variables, por ejemplo por derechos de riego adquiridos que pueden tener una duración determinada dentro del periodo de simulación. En el caso de ser contemplados estos derechos de riego como demanda variable, se introducen en el modelo del mismo modo que los caudales ecológicos, haciendo uso del programa generado expresamente para ello, tal y como se ha descrito en el apartado precedente. Asimismo, se pueden diferenciar varias demandas de riego para darles una prioridad distinta a cada una.

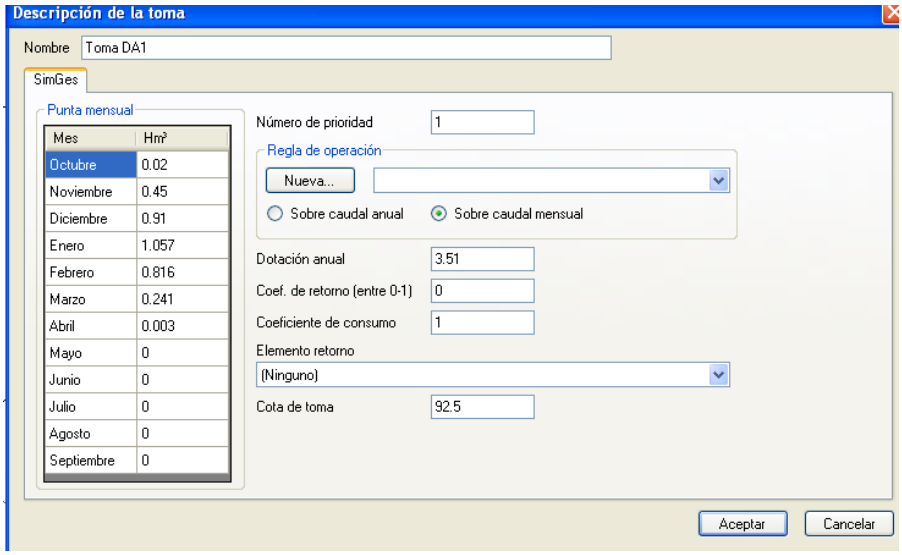
En este caso del embalse de Quilmo en concreto, existen derechos de aprovechamiento de aguas eventuales que son permanentes en el tiempo, por lo tanto, a considerar de forma constante en todos los años de la simulación, sin embargo sí es recomendable diferenciar su demanda del resto po que tienen prioridad en su abastecimiento respecto al resto de demandas de riego.

La demanda agrícola considerada es la que se indica en la tabla siguiente. La cota de toma para riego está a la 92,50 msnm.

La demanda agrícola se ha introducido mediante un nodo que tiene su toma a pie de presa. No ha sido necesario dividir en sectores las zonas de riego porque las demandas son homogéneas y además a lo largo de los canales matrices no se realizan aportaciones de caudales ni entregas o trasvases a otras zonas de riego.

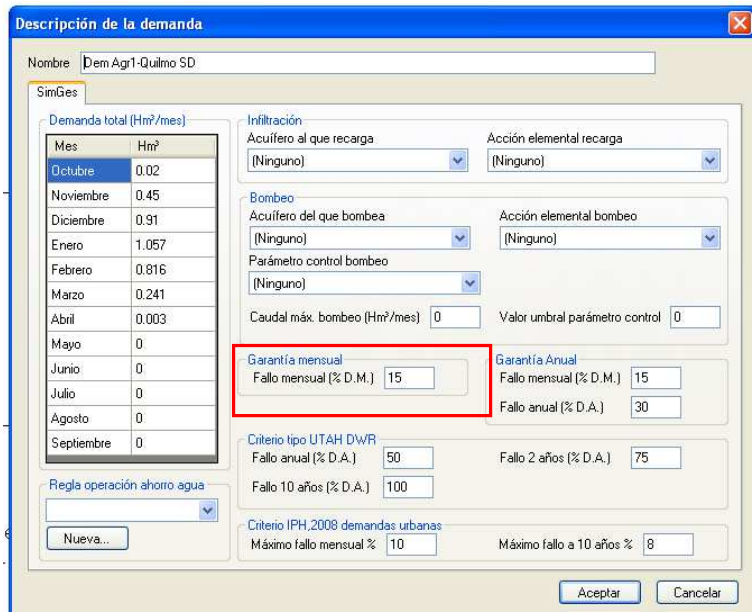
En la figura siguiente se muestra la ventana de entrada del modelo correspondiente a la demanda agrícola 1. El resto se hace de la misma forma, de acuerdo con las demandas calculadas en cada escenario.

Figura 3-14. Ventana de entrada Toma Demanda Agrícola 1 (Toma DA)



El programa permite considerar el criterio de fallo mensual (85%). El criterio de dos meses consecutivos (90%) se considera en el archivo de resultados mediante uso de planilla Excel.

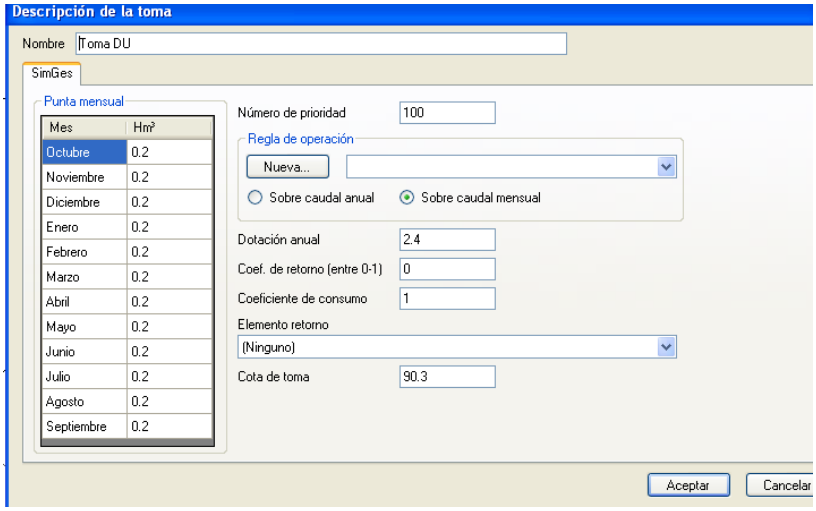
Figura 3-15. Ventana de descripción de la Demanda Agrícola. Criterios de fallo



3.3.6. DEMANDA URBANA

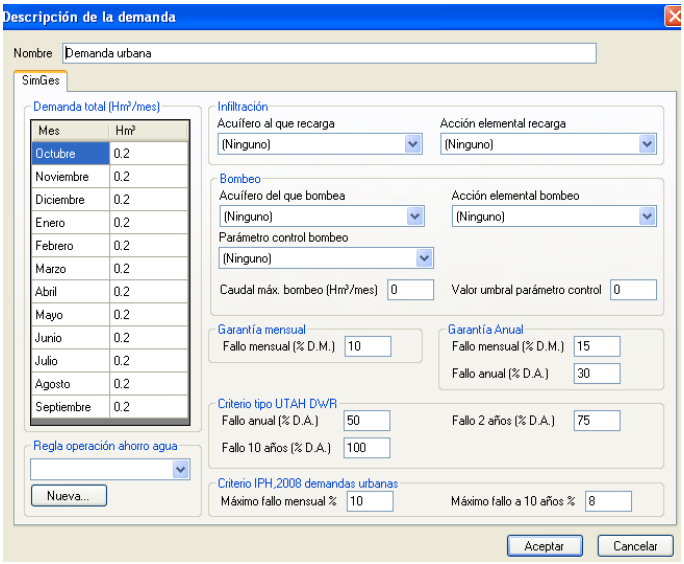
La demanda urbana es la correspondiente al abastecimiento de parte de la población de Chillán Viejo, con una demanda de 0,2 hm^3/mes.

Figura 3-16. Ventana de entrada Toma para Demanda Urbana Abastecimiento



El programa permite considerar el criterio de fallo mensual mediante un porcentaje de no suministro de la demanda. Además, son posibles otros criterios de fallo.

Figura 3-17. Ventana de descripción de la Demanda Urbana. Criterios de fallo



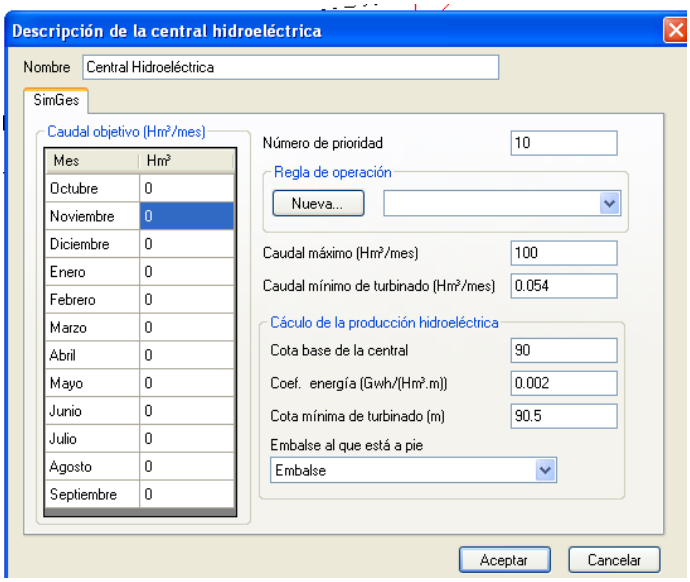
3.3.7. CENTRAL HIDROELÉCTRICA

La central hidroeléctrica se define según se indica en la figura siguiente. Se considera una cota mínima de turbinado, la 90,50 m, por debajo de la cual el sistema no turbina.

En los distintos escenarios se ha variado el volumen objetivo. Si bien el volumen objetivo en general es cero, se han generado dos escenarios adicionales para considerar una exigencia de volumen a turbina, siempre que sea posible, en lugar de intentar mantener el embalse en su máxima cota de explotación, que son el 1-H01B y 1-H01C, mediante los que se pretende analizar las diferencias en cuanto a hidrogeneración y satisfacción de las demandas con distintos criterios de gestión y operación del embalse para un mismo volumen de embalse y las mismas demandas de riego.

En la figura se presenta un ejemplo de uno de los escenarios con volumen objetivo cero, como muestra de la ventana de descripción de la central hidroeléctrica en el modelo.

Figura 3-18. Ventana de descripción de la Central Hidroeléctrica



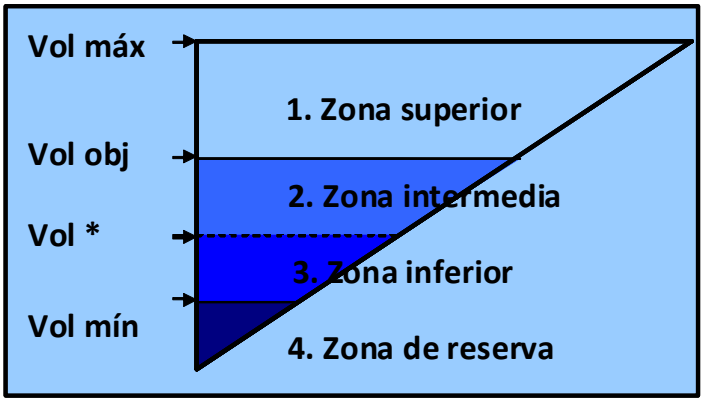
3.3.8. REGLAS DE GESTIÓN

El orden de importancia, en general del modelo, de los distintos elementos es el siguiente:

- Volúmenes y caudales ecológicos
- Suministro a demandas consuntivas.
- Suministro a demandas no consuntivas (caudal objetivo)
- Almacenamiento en embalses
- Suministro a recargas artificiales y caudal máximo en demandas no consuntivas (centrales hidroeléctricas)

El esquema de volúmenes de embalse es:

Figura 3-19. Esquema de volúmenes de embalse



En la tabla siguiente se definen las funciones objetivo para cada elemento:

Figura 3-20. Función objetivo para cada elemento del sistema

Función Objetivo	Elemento
2000 - NP	Q mínimo
1700 - NP	Embalse Z RES
1100 - NP	Emb Z INF
1000 - NP	Emb Z INT
700 - NP	Emb Z SUP
1505 - 5NP	Dem No Consuntiva
1504 - 5NP	Dem Consuntiva
1502,5 - 5NP	Bombeo

Se establecen las siguientes prioridades:

- Qecológico: NP = -100
- Demanda agrícola 1: NP = 1
- Demanda agrícola 2: NP = -10
- Demanda agrícola 3: NP = 1
- Demanda urbana: NP = 100
- Central hidroeléctrica: NP = 10
- Embalse: NP = -10

En el Escenario 1-AB01 se cambian prioridades entre demanda urbana e hidrogeneración, puesto que se genera expresamente para ello para crear una externalidad positiva en abastecimiento. En este caso NP = 10 para demanda urbana y NP = 100 para hidrogeneración.

El programa servirá en primer lugar el caudal ecológico, a continuación la demanda agrícola de acuerdo a las prioridades, esto es, primero las demandas con derechos y luego las demandas sin derechos y por último la urbana.

3.4. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN

Con la serie de las aportaciones del estero Quilmo de 55 años de duración, las prioridades establecidas y la gestión simulada, se han obtenido los volúmenes de embalse necesarios para satisfacer la demanda agrícola con un nivel de seguridad del 85% y sin déficit en el caudal ecológico.

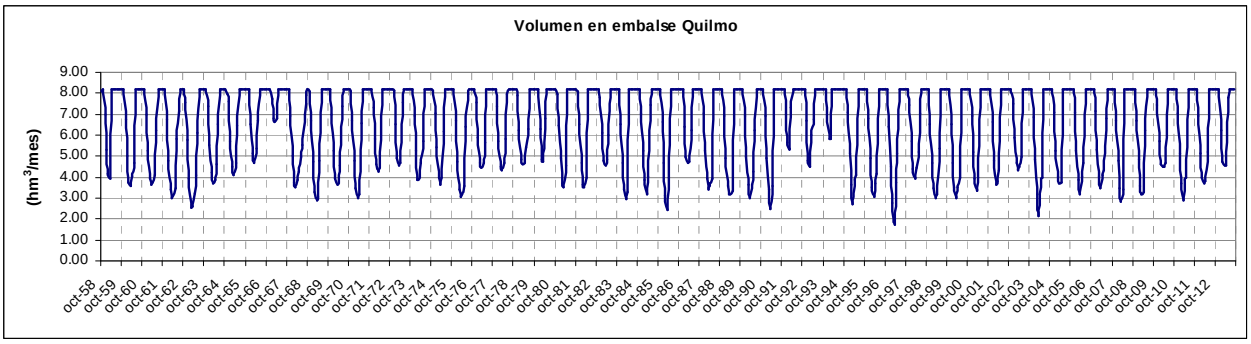
En todas las simulaciones se ha obtenido que no es posible abastecer la demanda urbana sin falla en alguno de los años en el suministro.

En las gráficas siguientes se presentan los resultados obtenidos de las distintas simulaciones realizadas.

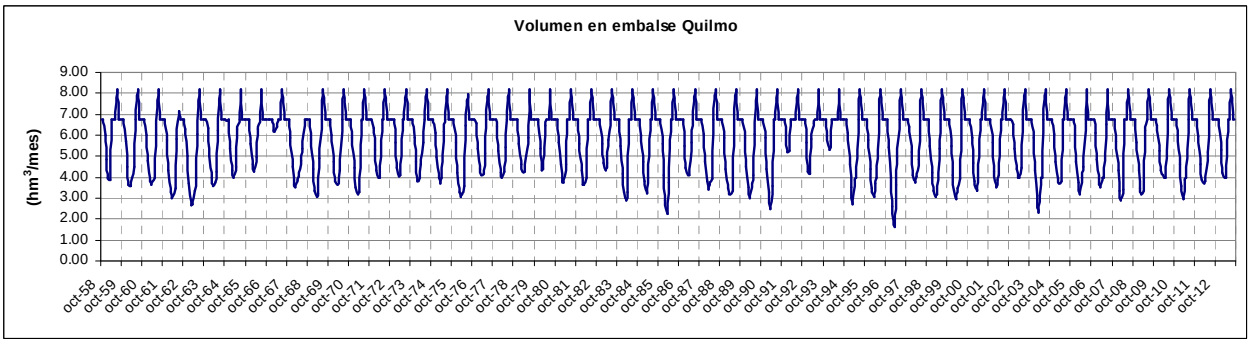
En el **Anexo F.1.4** se incluyen planillas Excel con los resultados de la simulación para cada escenario.

Figura 3-21. Volumen acumulado en el embalse Quilmo

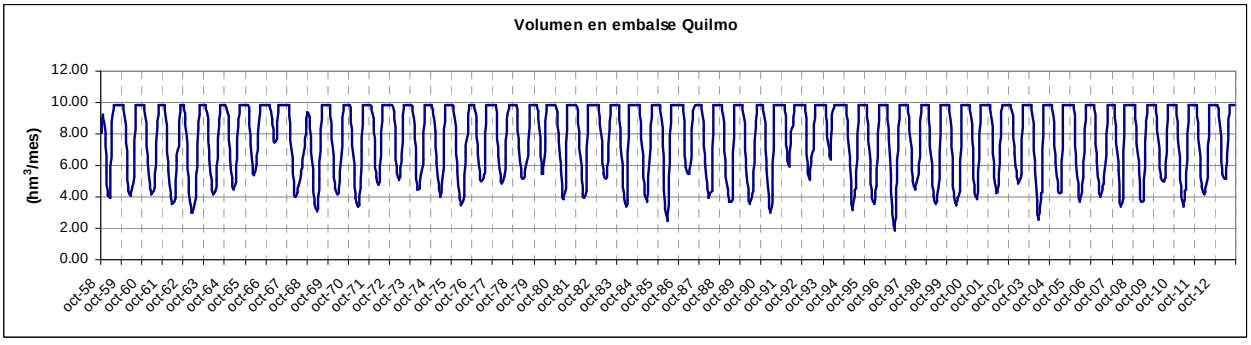
ESCENARIO 1



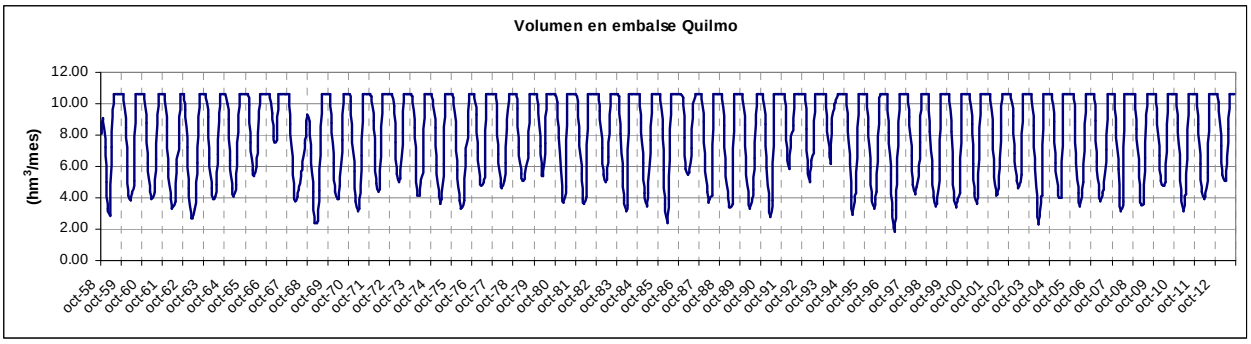
ESCENARIO 2



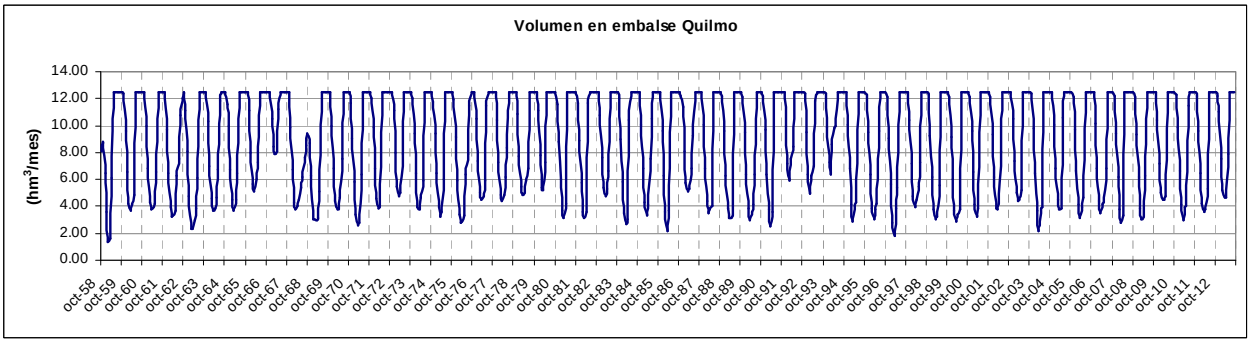
ESCENARIO 3



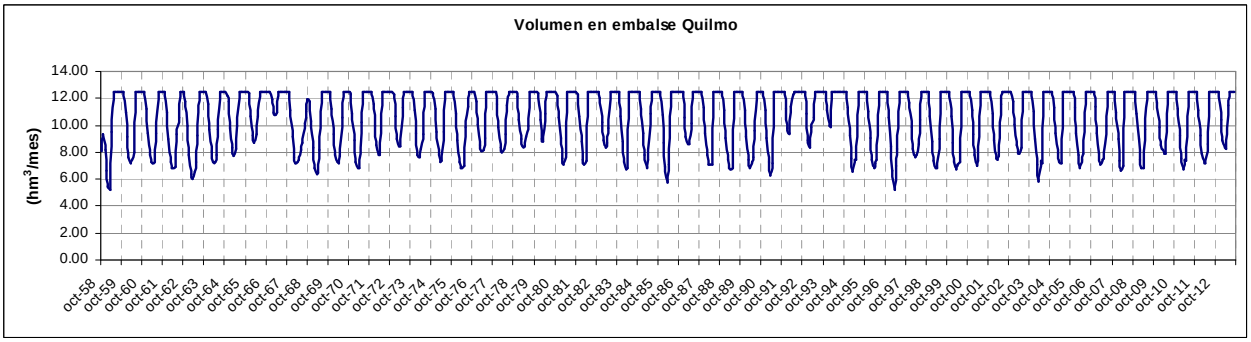
ESCENARIO 4



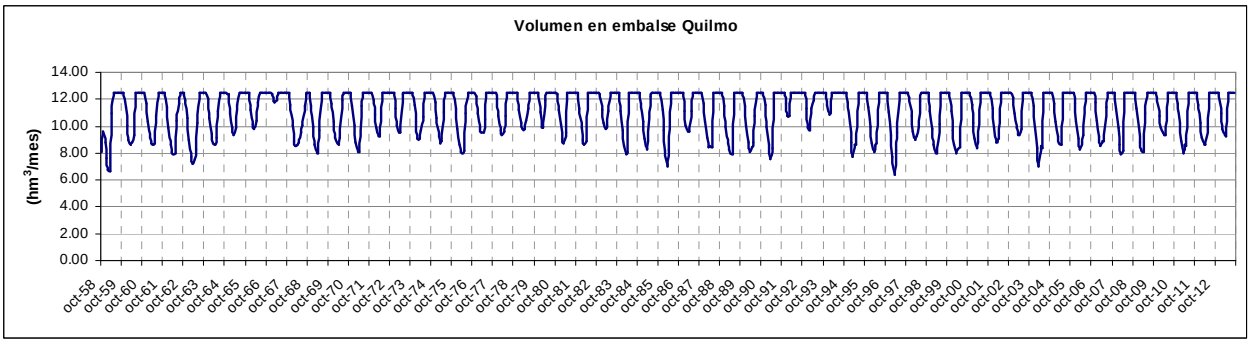
ESCENARIO 5



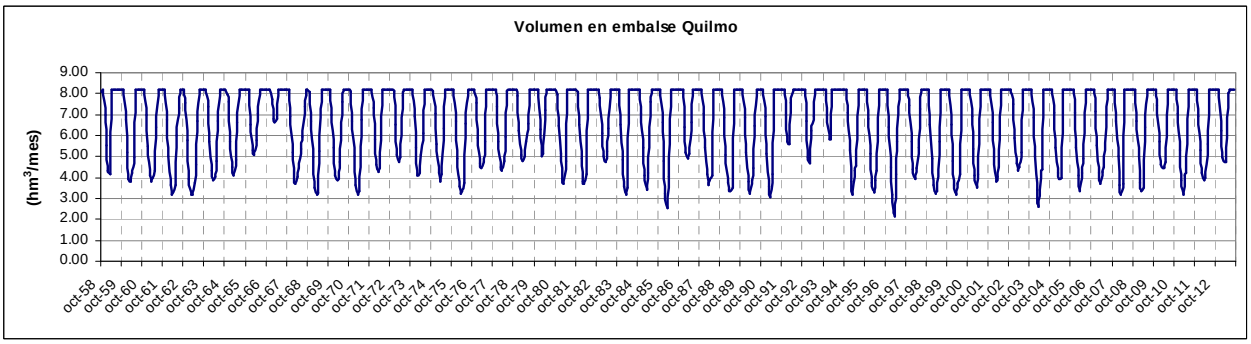
ESCENARIO 1-H01



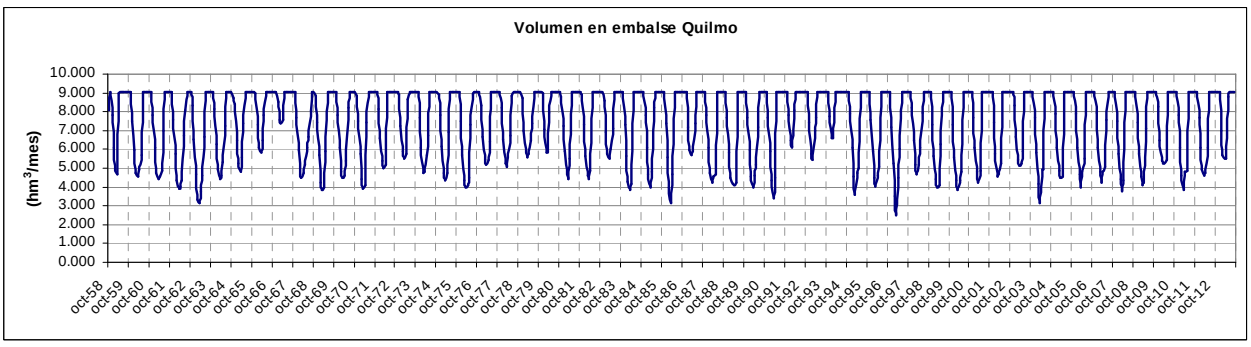
ESCENARIO 2-H01



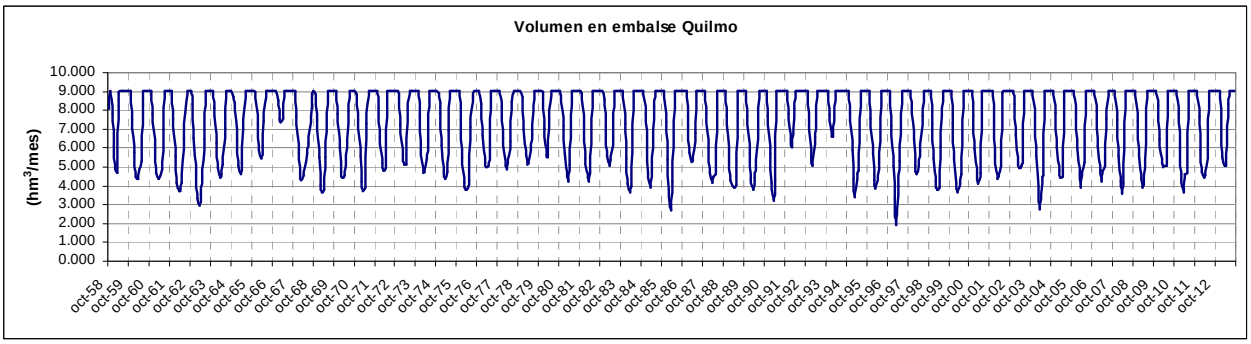
ESCENARIO 1B



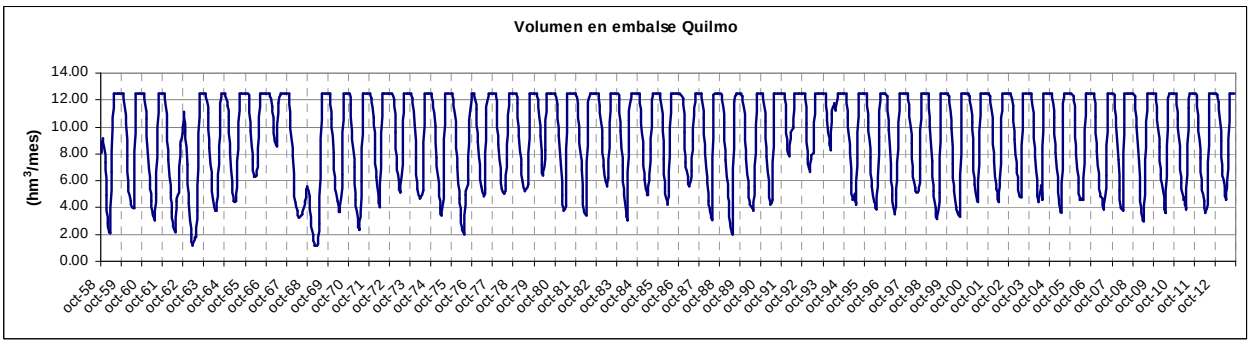
ESCENARIO 1C



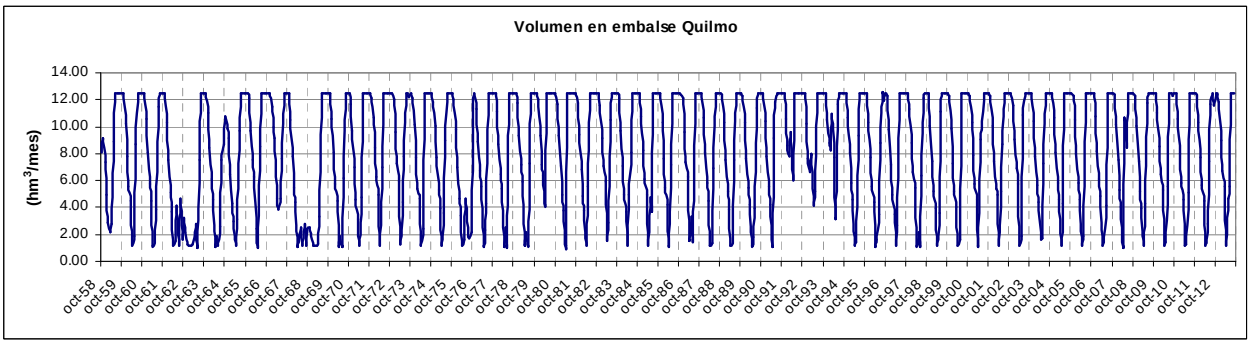
ESCENARIO 1D



ESCENARIO 1-H01B



ESCENARIO 1-H0C



ESCENARIO 1-AB01

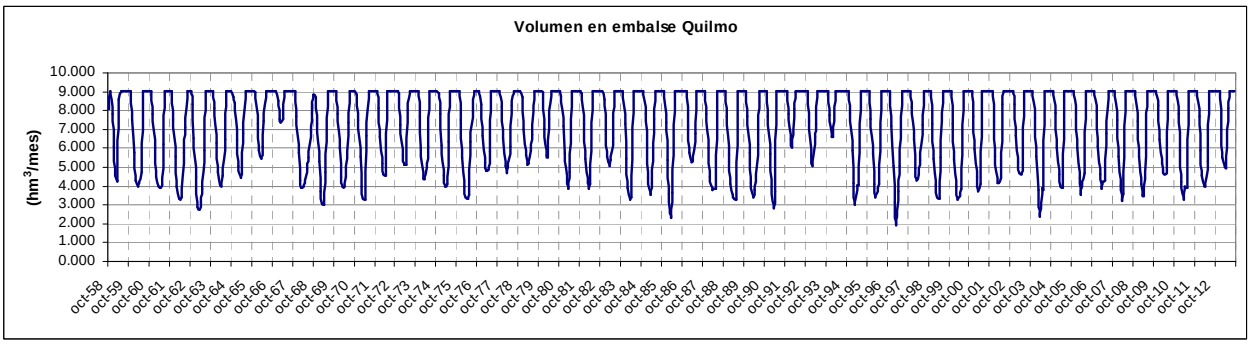
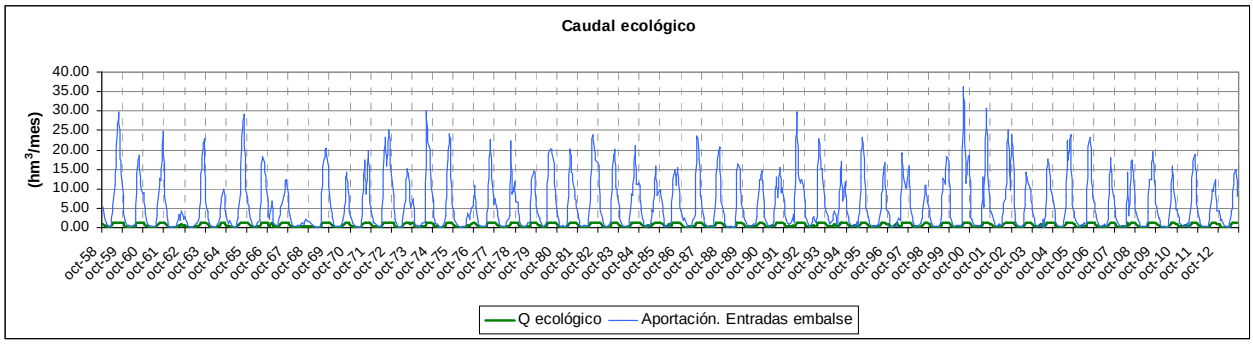


Figura 3-22. Distribución del caudal ecológico durante la simulación

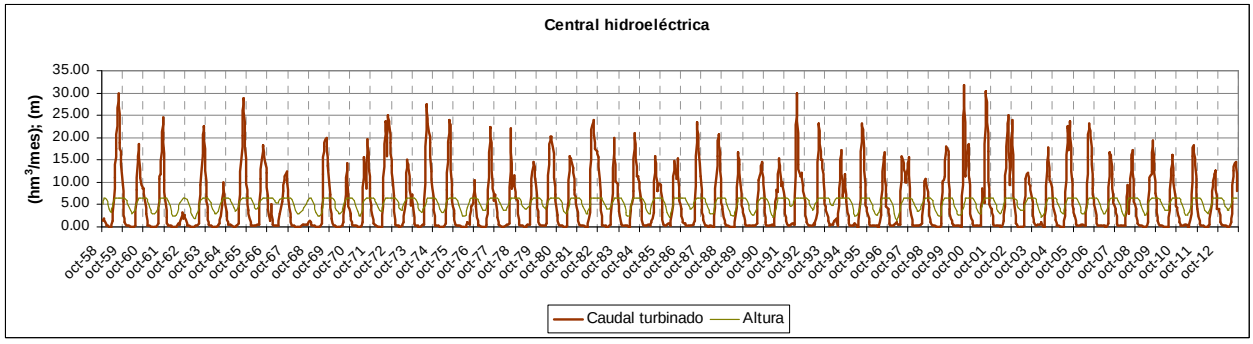
TODOS LOS ESCENARIOS



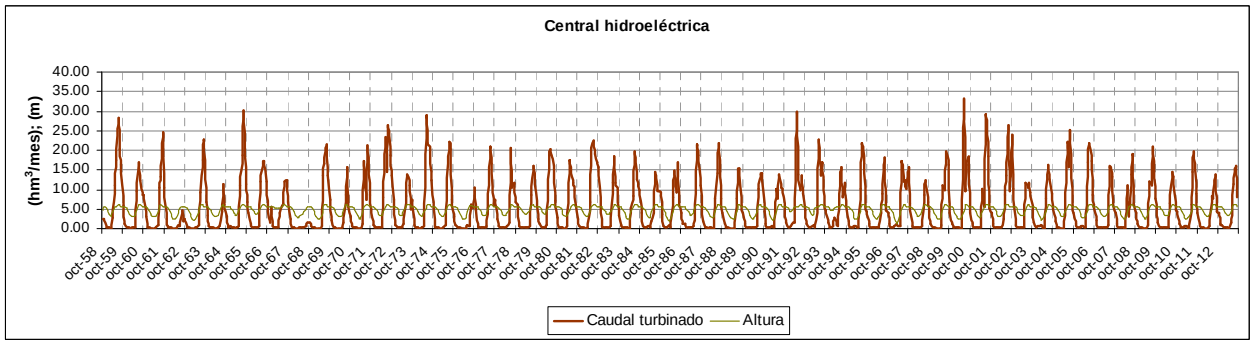
El caudal ecológico se distribuye de la misma forma en todas las simulaciones, ya que se abastece al 100% de la demanda, sin déficit y las aportaciones son las mismas, por ser éstas las del estero Quilmo.

Figura 3-23. Central hidroeléctrica. Distribución del caudal turbinado y altura potencial

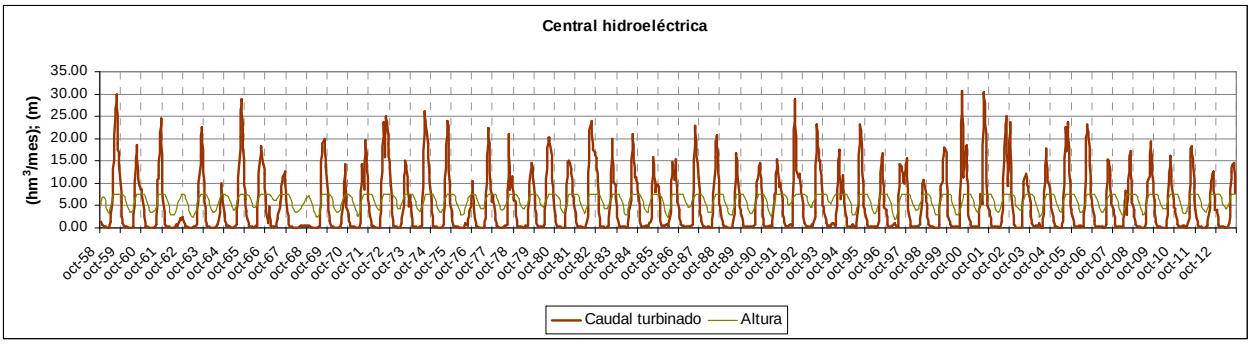
ESCENARIO 1



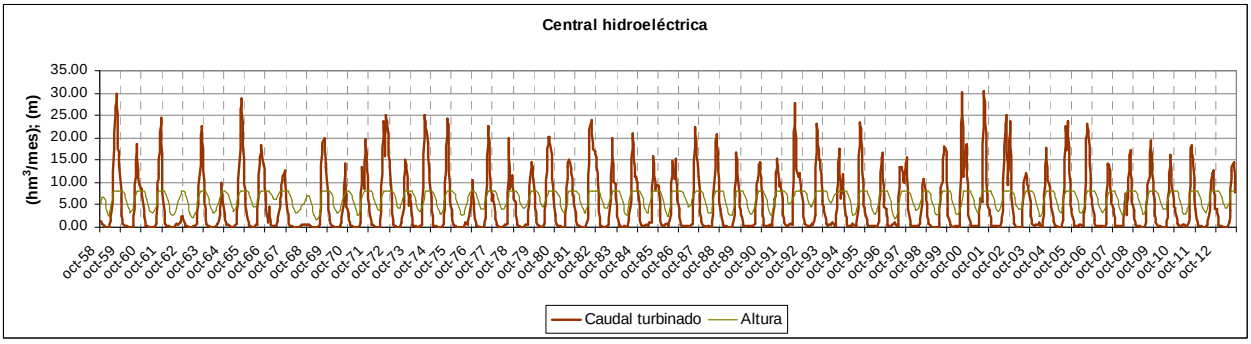
ESCENARIO 2



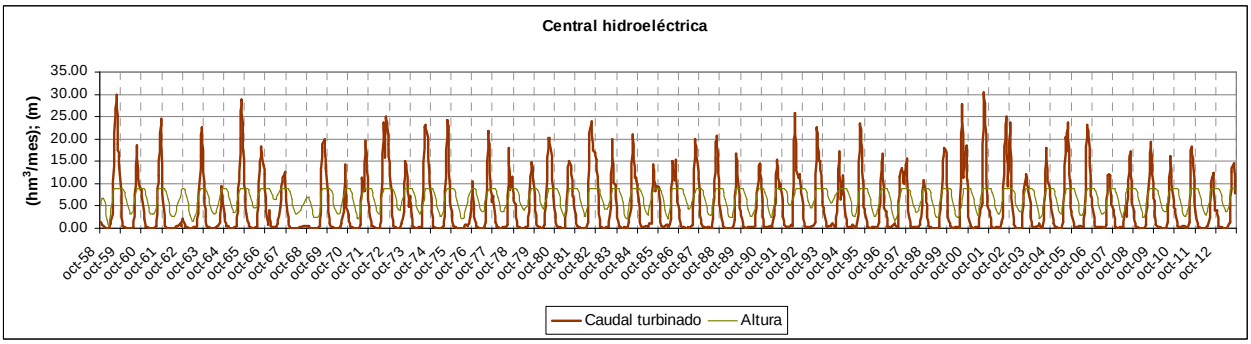
ESCENARIO 3



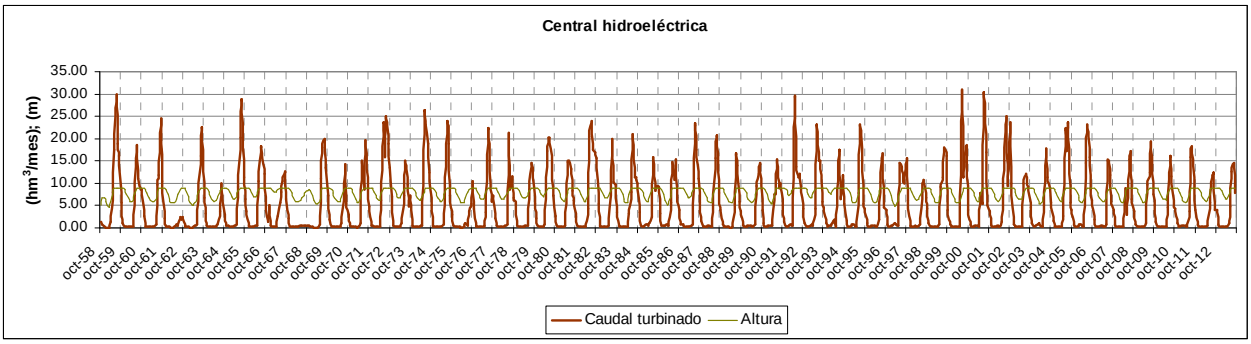
ESCENARIO 4



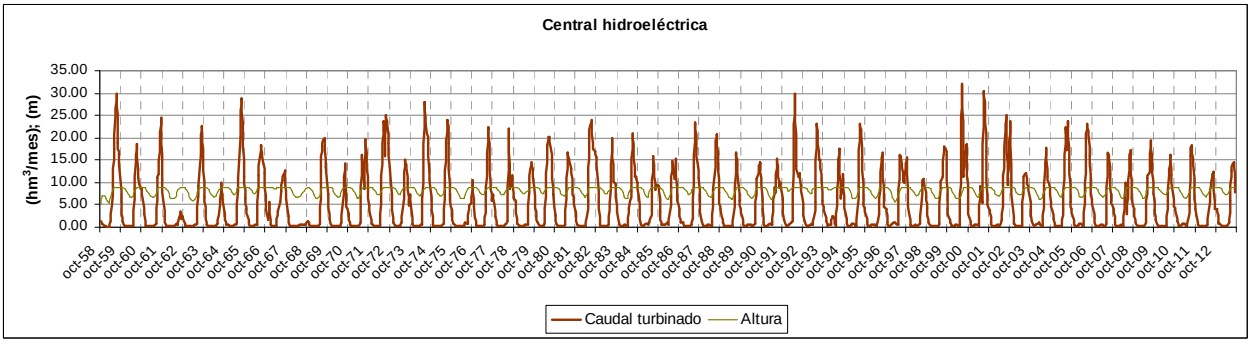
ESCENARIO 5



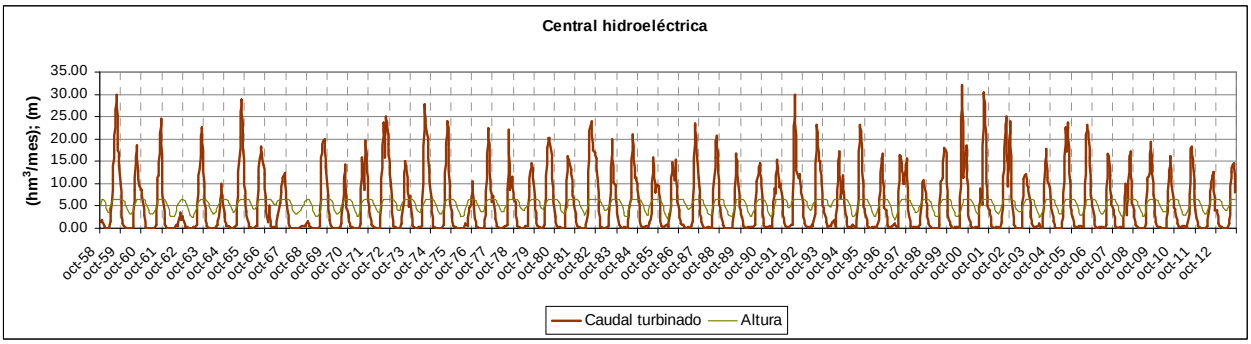
ESCENARIO 1-H01



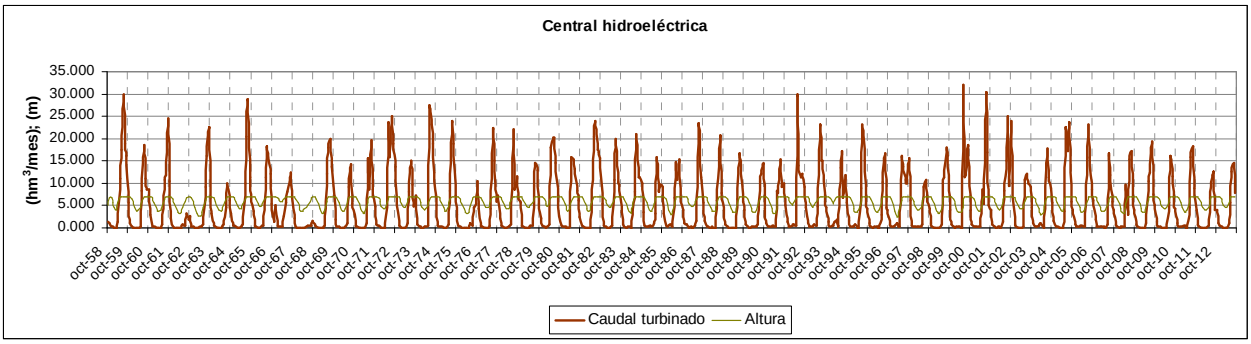
ESCENARIO 2-H01



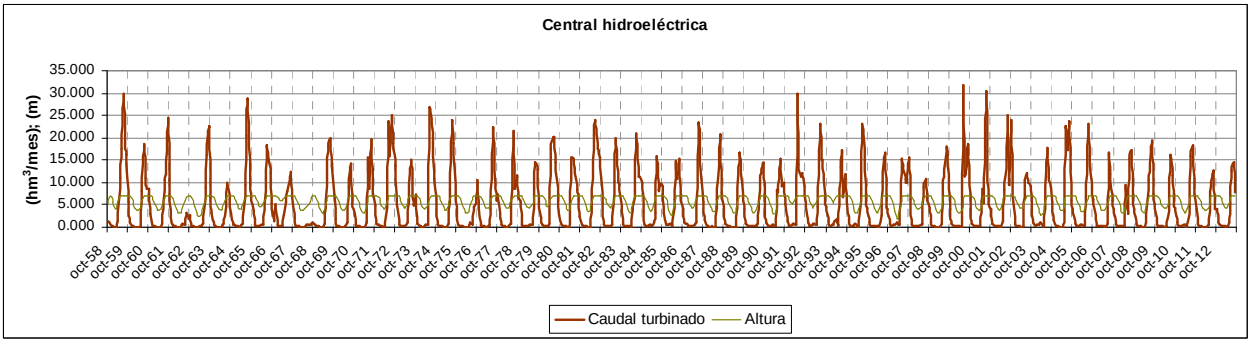
ESCENARIO 1B



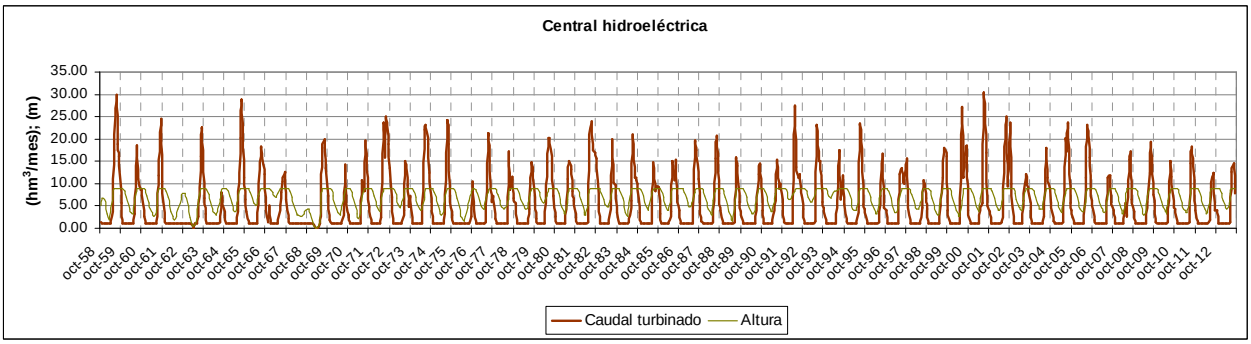
ESCENARIO 1C



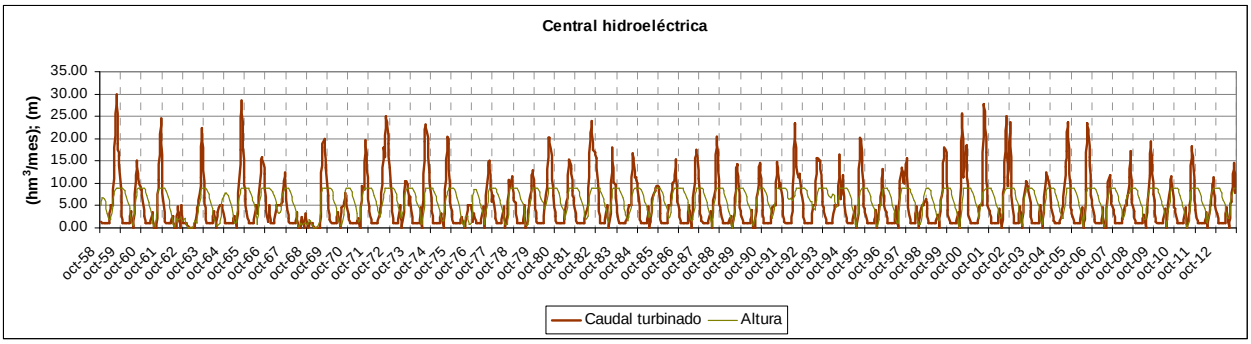
ESCENARIO 1D



ESCENARIO 1-H01B



ESCENARIO 1-H0C



ESCENARIO 1-AB01

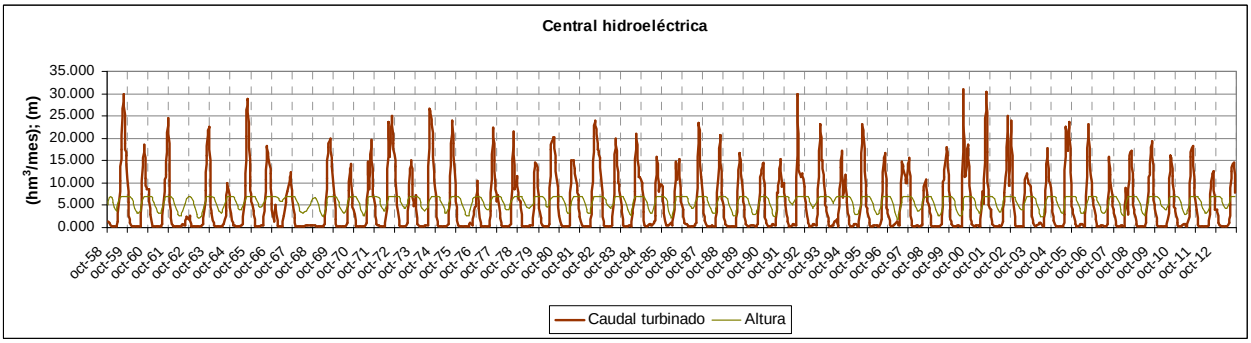
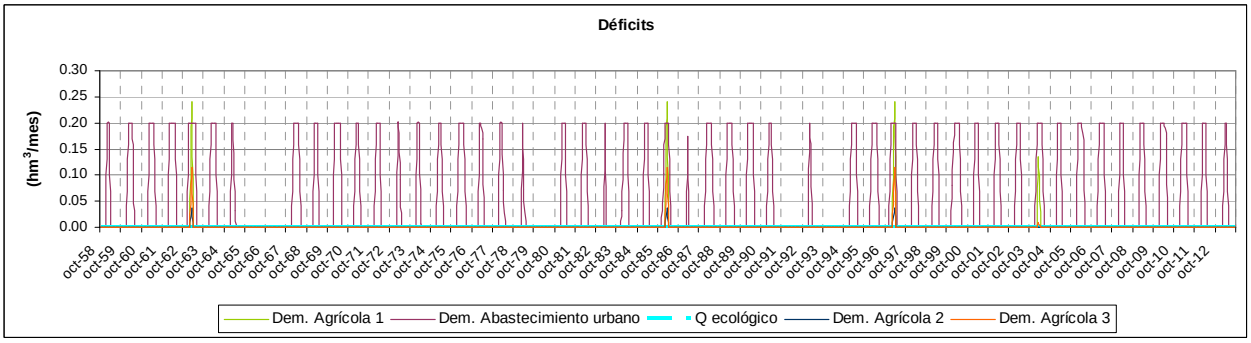
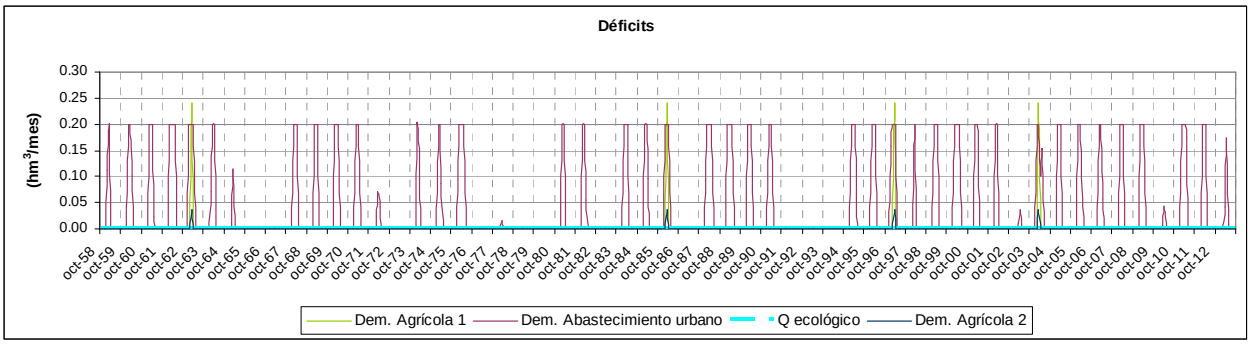


Figura 3-24. Déficit suministro demanda agrícola, urbana y caudal ecológico

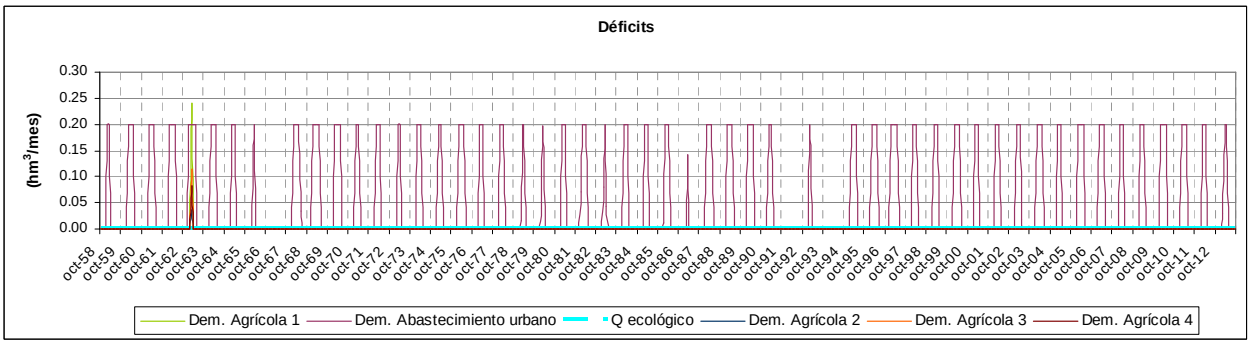
ESCENARIO 1



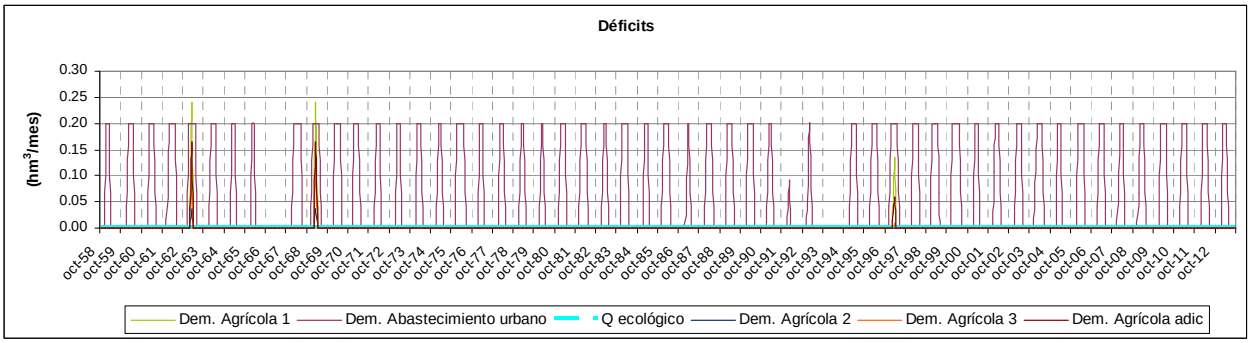
ESCENARIO 2



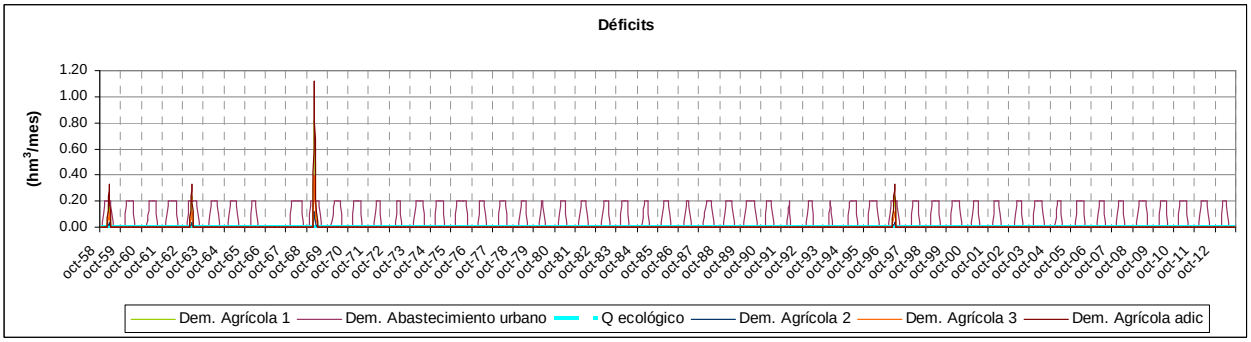
ESCENARIO 3



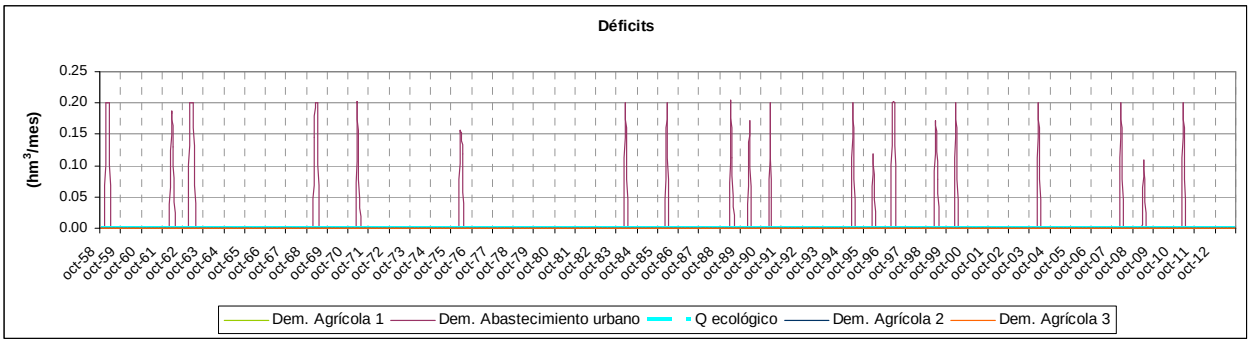
ESCENARIO 4



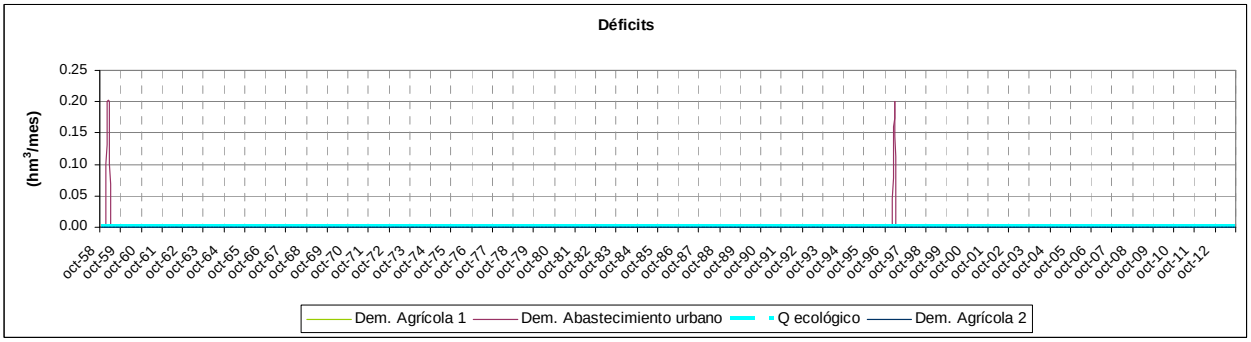
ESCENARIO 5



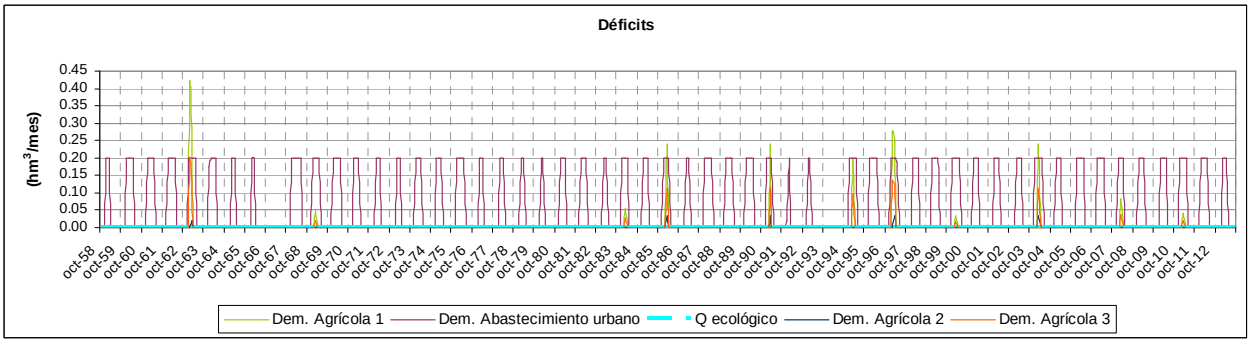
ESCENARIO 1-H01



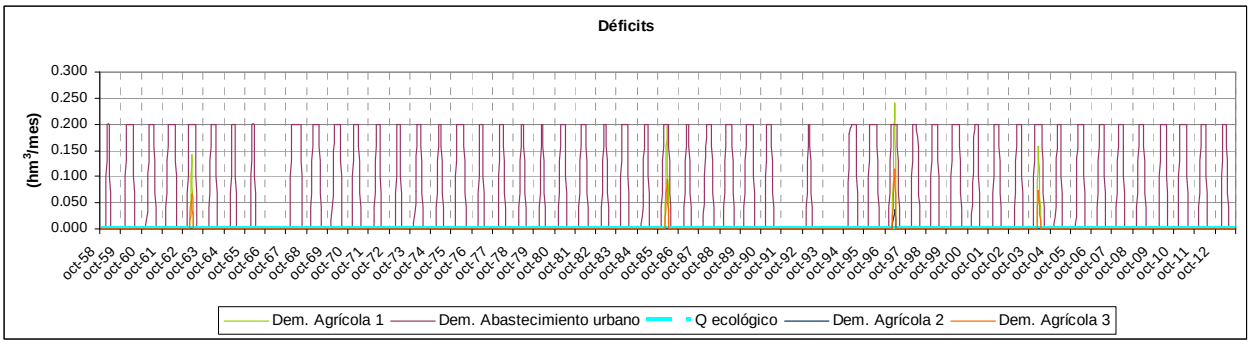
ESCENARIO 2-H01



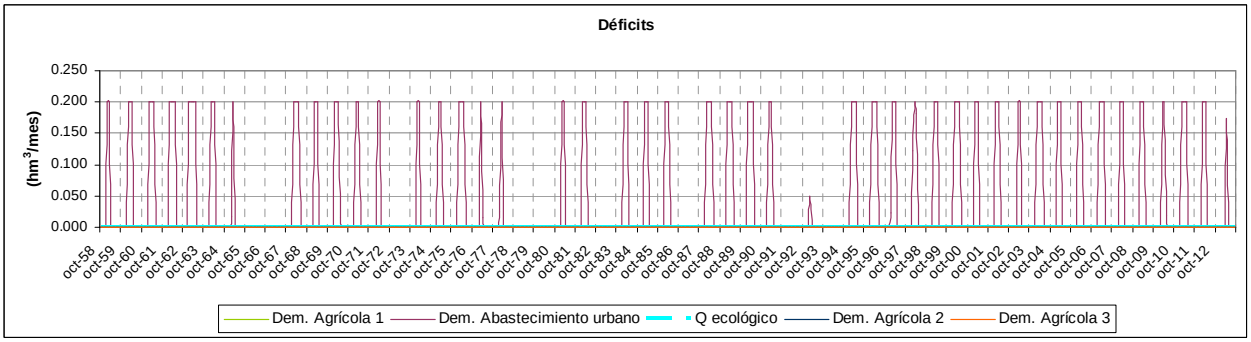
ESCENARIO 1B



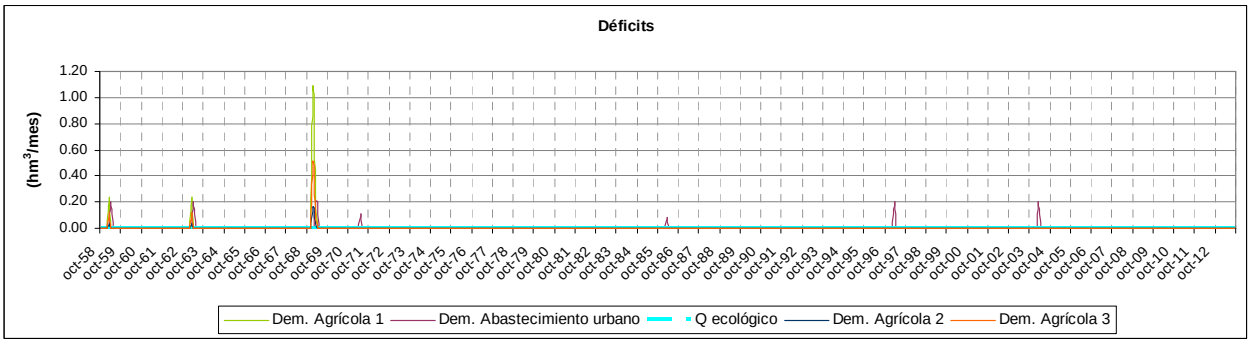
ESCENARIO 1C



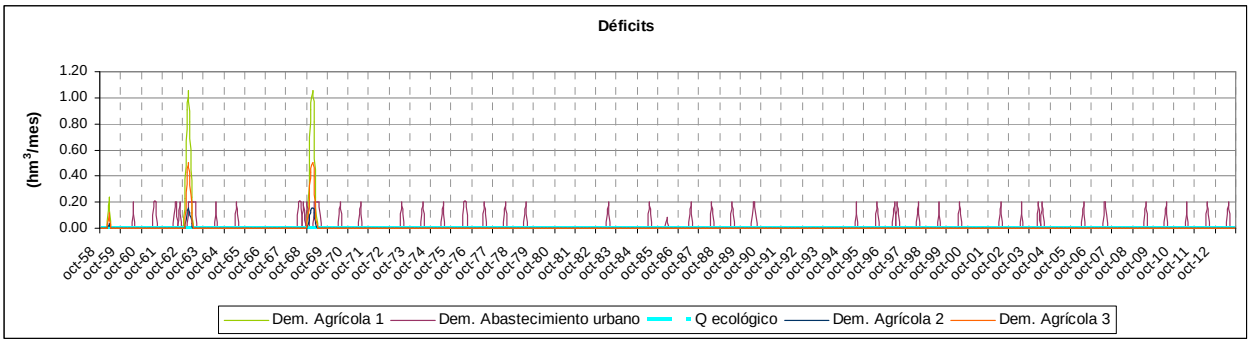
ESCENARIO 1D



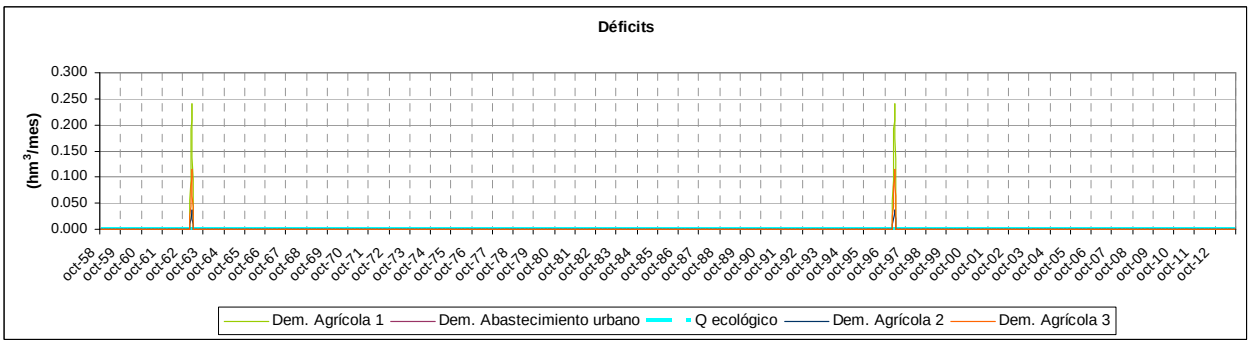
ESCENARIO 1-H01B



ESCENARIO 1-H0C



ESCENARIO 1-AB01



En cuanto al déficit de suministro, como se puede ver en los gráficos de resultados y en las planillas Excel que se adjuntan en el **Anexo F.1.4**, el caudal ecológico tienen un déficit cero en todas las simulaciones, suministrándose siempre.

La demanda urbana, en general es deficitaria en gran medida ya que se trata de una demanda con mínima prioridad respecto al resto de usos.

En cuanto al déficit de demanda agrícola, se presentan en las tablas siguientes los resultados de años con fallo y porcentaje de déficit. Según el criterio de considerado, se tiene déficit de demanda de riego si éste es superior al 15% (demanda abastecida menor que el 85%) en un mes o el 10% en dos meses consecutivos (demanda abastecida menor que el 90%), además el número de fallos máximo no será superior al 15% de los años simulados (criterio anual del 85%) lo que supone un total de 8 años en este caso.

Escenario 1

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.241	100%
1986	3	0.241	100%
1997	3	0.241	100%
2004	3	0.135	56%
1962	4	0.003	100%
1969	4	0.003	100%
1971	4	0.003	100%
1976	4	0.003	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.036	100%
1986	3	0.036	100%
1997	3	0.036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.115	100%
1986	3	0.115	100%
1997	3	0.115	100%
2004	3	0.009	8%
1962	4	0.001	100%
1969	4	0.001	100%
1971	4	0.001	100%
1976	4	0.001	100%

Como se puede ver en la tabla de resultados de fallo, en el escenario 1, se tiene, como máximo 8 fallos, si bien los fallos implican porcentajes elevados de déficit, con el 100% en la mayor parte de los casos de fallo. El número de fallos es menor en la demanda 2, correspondiente a Quilmo con derechos de riego, donde solo hay 3 años fallados en lugar de 8 de las otras demandas. El porcentaje de fallos asignado por el modelo a las demandas isoprioritarias en la realidad será conjunto y se podrá gestionar por los regantes de la forma más conveniente. Lo que se tiene es que en total, en el caso de marzo de 2004 se podría abastecer (0,241+0,115) – (0,135+0,009) = 0,212 hm^3. En marzo de 1997 se alcanza además el mínimo volumen en el embalse, 1,808 hm^3.

Escenario 2

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.241	100%
1986	3	0.241	100%
1997	3	0.241	100%
2004	3	0.241	100%
1962	4	0.003	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.036	100%
1986	3	0.036	100%
1997	3	0.036	100%
2004	3	0.036	100%

Escenario 3

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.241	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.115	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr Adic Q2";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.082	100%

Como se puede ver, en todas las demandas hay un único fallo. Se realiza la simulación con un volumen menor, correspondiente a la cota 97,00 (0,50 m más baja) pero el número de fallos es inadmisible de acuerdo el criterio establecido. Por lo tanto, la solución para este caso sería el embalse con cota máxima de explotación 97,50 m.

Escenario 4

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.241	100%
1969	3	0.241	100%
1997	3	0.135	56%
1969	4	0.003	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.036	100%
1969	3	0.036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.115	100%
1969	3	0.115	100%
1997	3	0.009	8%
1969	4	0.001	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr Adic Q3";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.165	100%
1969	3	0.165	100%
1997	3	0.059	36%
1969	4	0.002	100%

La demanda agrícola 2 correspondiente a Quilmo con derechos es la que tiene un número menor de fallos, por ser prioritaria respecto a las demás. En el resto, con la misma prioridad se reparte el fallo.

Escenario 5

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0.241	100%
1963	3	0.241	100%
1963	4	0.003	100%
1969	2	0.816	100%
1969	3	0.241	100%
1969	4	0.003	100%
1971	4	0.003	100%
1976	4	0.003	100%
1984	4	0.003	100%
1989	4	0.003	100%
1997	3	0.241	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0.036	100%
1963	3	0.036	100%
1969	2	0.122	100%
1969	3	0.036	100%
1997	3	0.036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0.115	100%
1963	3	0.115	100%
1963	4	0.001	100%
1969	2	0.390	100%
1969	3	0.115	100%
1969	4	0.001	100%
1971	4	0.001	100%
1976	4	0.001	100%
1984	4	0.001	100%
1989	4	0.001	100%
1997	3	0.115	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr Adic Q4";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0.329	100%
1963	3	0.329	100%
1963	4	0.004	100%
1969	2	1.114	100%
1969	3	0.329	100%
1969	4	0.004	100%
1971	4	0.004	100%
1976	4	0.004	100%
1984	4	0.004	100%
1989	4	0.004	100%
1997	3	0.329	100%

La demanda con menor déficit es la prioritaria, Quilmo con derechos de riego. Respecto al resto, hay 11 fallos en total en 8 años, muy ajustado, por tanto, pero cumpliendo el criterio de fallo establecido.

Escenario 1-H01

El déficit de la demanda de riego en este caso es cero, puesto que el volumen es considerablemente superior al estrictamente necesario, ya que este escenario se ha generado con exceso de volumen para estudiar alternativas de hidrogeneración con una mayor volumen disponible.

Escenario 2-H01

El déficit de abastecimiento agrícola es cero por el mismo motivo que en el caso anterior.

Se reduce mucho el déficit de abastecimiento urbano incluso.

Escenario 1B

Este escenario es igual que el 1 en cuanto a volumen máximo de explotación y demandas consideradas, estableciendo en cuanto a la operación del embalse un nivel mínimo a cota 92,50 m (volumen 3,165 hm^3).

Esta opción en la operación del embalse, asociada al riego se plantea como más conservadora en cuanto al volumen y garantía de riego. Si bien el criterio mensual de fallo se cumple con los volúmenes ajustados, en ocasiones se tienen cotas de embalse menores de la 92,50 m necesaria para regar toda la superficie considerada. Por este motivo se plantea una regla de operación del embalse que intente mantener la cota 92,50 m, cuando sea posible. Con esto se tendrá el volumen a cota 92.50 m en todo el mes, en general, desde el inicio, lo cual garantiza el riego de forma más

continua a lo largo de los meses en los periodos secos, a pesar de tener en ocasiones, optimizando el volumen, también déficit.

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit" (hm3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	2	0.417	51%
1963	3	0.225	93%
1969	3	0.049	20%
1984	3	0.056	23%
1986	3	0.241	100%
1991	3	0.241	100%
1995	3	0.200	83%
1997	2	0.276	34%
1997	3	0.241	100%
2000	3	0.035	15%
2004	3	0.241	100%
2008	3	0.082	34%
2011	3	0.042	17%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.020	56%
1986	3	0.036	100%
1991	3	0.036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán"; "Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	2	0.198	1963
1963	3	0.103	1963
1969	3	0.022	1969
1984	3	0.026	1984
1986	3	0.115	1986
1991	3	0.115	1991
1995	3	0.095	1995
1997	2	0.133	1997
1997	3	0.115	1997
2000	3	0.018	2000
2004	3	0.115	2004
2008	3	0.038	2008
2011	3	0.021	2011

Como se puede ver en este caso, el número de fallos de demanda de riego supera lo establecido como admisible ya que fallan un total de 13 meses y 11 años. Esto se debe a que para intentar mantener el volumen mínimo, se deja de suministrar demanda en los meses de menor volumen. Además hay 4 meses en 4 años en los que el volumen es menor, ya que la demanda de caudal ecológico es de elevada prioridad frente a las otras. Por lo tanto, con el criterio de mantener el volumen mínimo del embalse a la cota 92,50 m, que es la cota de la toma de riego, habría que aumentar el volumen de embalse y la cota del nivel de explotación.

Escenario 1C

Este escenario surge a partir del anterior, como se ha indicado. El déficit en este caso es menor, por haber aumentado el volumen de embalse.

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit "	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1997	3	0.241	100%
1986	3	0.198	82%
2004	3	0.158	66%
1963	3	0.142	59%

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit "	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1997	3	0.036	100%
1958			
1958			
1958			

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1997	3	0.115	100%
1986	3	0.094	82%
2004	3	0.074	64%
1963	3	0.067	58%

En el mes de marzo del año 1997 el volumen baja por debajo de 3,165 hm^3 establecido como volumen mínimo, puesto que se trata de un año con gran escasez de recursos y es necesario bajar el volumen mínimo deseable para abastecer el caudal ecológico. El resto de meses fallados se tiene el volumen mínimo. El déficit, por tanto, parece asociado al criterio de mantener el volumen mínimo fijado en la operación del embalse. A partir de aquí surge comprobar el funcionamiento si no se fijara el mínimo con este valor sino con el mínimo del embalse a cota 90 m (1,16 hm^3). Se hace, por ello, otra simulación con el Escenario 1D, igual que el 1C pero sin el mínimo a cota 92,50 m sino a la 90 m. En este caso se tiene que con el volumen de explotación correspondiente a la cota 97,00 no hay déficit de demanda agrícola, y bajan los niveles en los cuatro meses de déficit obtenidos en el caso del escenario 1C por debajo del de cota de toma de riego 92,50 m, si bien se recuperan en el mes siguiente. Con este volumen, correspondiente a una cota de nivel máximo de explotación 0,50 m mayor que la planteada en el escenario 1 se tendría por tanto mayor versatilidad en la operación y garantía de suministro más continua. Volúmenes mayores ya se saldrían del criterio de optimización que se está considerando, si se tiene en cuenta únicamente el riego como uso principal a abastecer.

Escenario 1D

No hay déficit de demanda de riego.

Escenario 1-H01B

A continuación se presenta la tabla resumen de déficit a la demanda agrícola.

En este caso, a diferencia del escenario 1-H01, que sirve de base para este, el déficit de abastecimiento al riego no es cero, si bien está dentro del criterio establecido como admisible.

Al exigir un volumen objetivo de turbinado de 1 hm^3 al mes, se está vaciando el embalse más de lo conveniente para poder abastecer al riego.

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1969	1	1.057	100%
1969	2	0.816	100%
1959	3	0.241	100%
1963	3	0.241	100%
1969	3	0.241	100%
1963	4	0.003	100%
1969	4	0.003	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1969	1	0.158	100%
1969	2	0.122	100%
1959	3	0.036	100%
1963	3	0.036	100%
1969	3	0.036	100%
1958	10	0.000	
1958	11	0.000	

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1969	1	0.505	100%
1969	2	0.390	100%
1959	3	0.115	100%
1963	3	0.115	100%
1969	3	0.115	100%
1963	4	0.001	100%
1969	4	0.001	100%

Escenario 1-H01C

En este caso, que es igual al anterior pero aumentando el volumen fijado para turbinar en los meses sin riego, se aumentan los déficit de suministro al riego, ya que se exige en los meses que no se riega un volumen de 5 hm^3. Aumenta también el déficit respecto al escenario anterior.

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda		Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda		Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0.241	100%		1959	3	0.036	100%		1959	3	0.115	100%
1959	4	0.003	100%		1962	12	0.136	100%		1959	4	0.001	100%
1962	11	0.232	52%		1963	1	0.158	100%		1962	12	0.435	100%
1962	12	0.910	100%		1963	2	0.122	100%		1963	1	0.505	100%
1963	1	1.057	100%		1963	3	0.036	100%		1963	2	0.390	100%
1963	2	0.816	100%		1968	10	0.003	100%		1963	3	0.115	100%
1963	3	0.241	100%		1968	11	0.067	100%		1963	4	0.001	100%
1963	4	0.003	100%		1968	12	0.136	100%		1965	4	0.001	100%
1965	4	0.003	100%		1969	1	0.158	100%		1968	10	0.010	100%
1968	10	0.020	100%		1969	2	0.122	100%		1968	11	0.215	100%
1968	11	0.450	100%		1969	3	0.036	100%		1968	12	0.435	100%

1968	12	0.910	100%
1969	1	1.057	100%
1969	2	0.816	100%
1969	3	0.241	100%
1969	4	0.003	100%

1969	1	0.505	100%
1969	2	0.390	100%
1969	3	0.115	100%
1969	4	0.001	100%

Escenario 1-AB01

En este caso, como se puede ver en los resultados siguientes, se tiene fallo en 4 meses (3 años) en las demandas 1 y 3 y dos meses (2 años) en las demandas de Quilmo con derechos.

Este caso, como se ha descrito anteriormente, es como el escenario 1, dando prioridad al abastecimiento urbano frente a la hidrogeneración. Para poder abastecer al riego dentro de los criterios de fallo y al abastecimiento urbano en su totalidad, se ha aumentado el volumen de embalse y altura, por tanto, resultando necesario 0,50 m más de altura que en el escenario 1.

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.241	100%
1963	4	0.003	100%
1969	4	0.003	100%
1997	3	0.241	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.036	100%
1997	3	0.036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.115	100%
1963	4	0.001	100%
1969	4	0.001	100%
1997	3	0.115	100%

En cuanto a los **volúmenes asociados a superficies con derechos de Quilmo ubicadas en zona de inundación**, de acuerdo al criterio considerado, se ha realizado el análisis de disponibilidad de volúmenes asociados a las superficies de parcelas de Quilmo en cada uno de los doce escenarios simulados.

En todas las simulaciones se dispone del volumen considerado en todos los meses de simulación, salvo en tres de los escenarios, Escenario 5, escenario 01-H01B y escenario 01-H01C. El escenario 5 es el asociado a la máxima superficie de riego considerada y únicamente no se alcanza el volumen considerado en 1 mes de toda la simulación y en un porcentaje que no implica fallo, de acuerdo con los criterios establecidos. En cuanto a las simulaciones 01-H01B y 01-H01C, están asociadas a operación del embalse para hidrogeneración, priorizando ésta con una exigencia de sueltas asociadas volúmenes objetivo a turbinar en hidrogeneración. En ambos casos, aún teniendo algunos meses en que no se dispone de todo el volumen considerado, se cumple con el criterio de fallo, siendo válidos los volúmenes de embalse. Por lo tanto, en todos los escenarios simulados se dispone de una reserva de volumen suficiente, que cumple con los criterios de fallo establecidos, para disponer de los volúmenes asociados a las superficies con

derechos de Quilmo que quedarán en zona inundable. En el **Anexo F.1.4** de resultados que se presenta en planilla Excel, se incluye el análisis de volúmenes disponibles asociado a cada escenario.

3.5. RESUMEN DE RESULTADOS

En la tabla siguiente se incluye resumen de simulaciones y resultados para cada uno de los escenarios en cuanto a volumen de embalse y nivel de explotación.

Tabla 3-8. Resumen de resultados escenarios simulados

ESCENARIO	DEMANDAS DE RIEGO	VOLUMEN MÁX EMBALSE (N.M.E.) (hm^3)	COTA NIVEL MÁX. EXPLOTACIÓN (m)	COTA NIVEL CORONAMIENTO PRESA (m)
1	1, 2, 3	8,213	96,50	101,50
2	1, 2	6,744	95,50	100,50
3	1, 2, 3, 5	9,810	97,50	102,50
4	1, 2, 3, 6	10,608	98,00	103,00
5	1, 2, 3, 7	12,474	99,00	104,00
1-H01	1, 2, 3	12,474	99,00	104,00
2-H01	1, 2	12,474	99,00	104,00
1B	1, 2, 3	8,213	96,50	101,50
1C	1, 2, 3	9,011	97,00	102,00
1D	1, 2, 3	9,011	97,00	102,00
1-H01B	1, 2, 3	12,474	99,00	104,00
1-H01C	1, 2, 3	12,474	99,00	104,00
1-AB01	1, 2, 3	9,011	97,00	102,00

En cuanto a los volúmenes asociados a las superficies con derechos de Quilmo que quedarán en zona inundable, en todos los escenarios simulados se dispone de una reserva de volumen suficiente, que cumple con los criterios de fallo establecidos.

3.6. CONCLUSIONES

Como conclusiones generales de las simulaciones realizadas se tienen:

- El **caudal ecológico** se abastece siempre en todo el periodo de simulación, en todas las simulaciones.

- Las **demandas de riego** cumplen criterios de fallo. Los fallos son memores en la demanda de riego prioritaria, Quilmo con derechos.
- Las **cotas de nivel máximo de explotación** simuladas varían entre **95,50 m y 99,00 m**. Se han simulado **6 alturas de presa**.
- La **demanda urbana**, con los criterios empleados es en general muy deficitaria. No es así en el caso del escenario 1-AB01, donde se le ha dado prioridad frente a la hidrogeneración, de forma que se consigue abastecer toda la demanda urbana considerada.

4. OPERACIÓN DEL MODELO DE SIMULACIÓN

4.1. NORMAS DE OPERACIÓN PARA EL RIEGO

Como se ha indicado anteriormente, se ha considerado que el caudal ecológico es la demanda prioritaria, que se servirá antes que cualquier otra. Posteriormente se abastecerá la demanda agrícola, que tiene prioridad frente a la demanda urbana y a la central hidroeléctrica. En las demandas agrícolas, es prioritaria la que tiene derechos de riego de Quilmo (demanda 2 del modelo), estando al mismo nivel de prioridad las restantes, esto es, las demandas de Quilmo sin derechos (demanda 1 del modelo), la demanda de Chillán con derechos sobre el río Chillán pero no sobre el estero Quilmo (demanda 3 del modelo) y el resto de demandas consideradas como posibles superficies adicionales de riego. El caudal de la demanda agrícola se suministra tras el caudal ecológico según se demanda mensualmente.

Tanto en el planteamiento de los escenarios como en los resultados presentados de los apartados precedentes, se ha explicado la motivación de los escenarios y los que se han planteado a partir de consideraciones de operación futura en explotación del embalse. Se ha partido, por lo tano, de unas simulaciones base a partir de las cuales surgen variaciones comparativas para analizar y evaluar distintas reglas de operación.

En cuanto al riego, además de las prioridades indicadas respecto a los otros usos y respectos a las propias demandas de riego entre sí, con prioridad de las que tienen derechos frente a las que no los tienen (que serán isoprioritarias) se generan escenarios alternativos en cuanto a la operación del embalse en relación con el volumen mínimo a mantener en el embalse cuando sea posible. En este caso, tomando como base el escenario 1, se generan los escenarios 1B, 1C y 1D. Con las mismas demandas de riego, estos escenarios evalúan las diferencias en cuanto a suministro y disponibilidad de recursos para el riego, con volumen de embalse mínimo 1,16 hm^3 (cota mínima 90 m, cota volumen muerto) y con volumen 3,165 hm^3 (cota 92,50 m, toma para riego). Se obtiene que para intentar mantener una cota mínima 92,50 m, con el fin de estabilizar el suministro para riego dentro de cada mes, disponiendo del máximo volumen posible desde el inicio de cada mes, intentando así reducir la dependencia de las aportaciones del río, el embalse debería ser 0,50 m más alto, con la cota máxima de explotación a la 97,00 en lugar de la 96,50 m. Una vez fijado este volumen, si se simula, soltando caudal siempre que sea necesario para riego, se obtiene un déficit cero y unos volúmenes que bajan en cuatro de los meses de la simulación por debajo de de la cota de toma de riego, recuperándose el volumen en el siguiente mes en todos los caso. Si bien este es un criterio más conservador que el establecer el vaciado del embalse como posible, se ha considerado de interés su simulación y su análisis como posible gestión, siendo además que resulta en aumentar solamente 0,50 m la cota de muro.

4.2. NORMAS DE OPERACIÓN DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En los escenarios, en general planteados, donde se analiza la demanda de riego como prioritaria, el volumen objetivo fijado para hidrogeneración es cero, con lo cual se turbinará el caudal correspondiente a caudal ecológico, más demanda urbana (cuando sea posible por ser un uso de baja prioridad) más los excedentes de aportaciones en cada mes. En todas las simulaciones se realiza el cálculo de la potencia instalada y energía generada.

Además, tal y como se ha explicado anteriormente, a partir del escenario 1 con demandas de riego 1, 2 y 3, se generan varios escenarios alternativos para comparar la hidrogeneración en cada caso. En primer lugar, el escenario 1-H01 en el que con las mismas demandas, se aumenta el volumen de embalse para tener mayor volumen excedente y mayor altura para turbinado. Se obtiene obviamente una mayor generación hidroeléctrica. Asimismo, penalizando el riego, disminuyendo la superficie regable, se genera con el mismo volumen de embalse, el escenario 2-H01 que solo contempla las demandas de riego de Quilmo 1 y 2, con mayor energía generada que en el escenario previo. A partir del escenario 1-H01, se hacen dos más, que consideran unos volúmenes objetivo para hidrogeneración, exigiendo unos volúmenes de turbinado. Con este criterio se obtiene, como se ha explicado en los apartados previos que se penaliza la demanda de riego, aumentando los déficits.

En cuanto a la producción hidroeléctrica no se obtiene una mejora respecto a considerar que se turbina lo que se pueda, con el criterio de mantener el embalse lleno. Esto es debido a que los caudales no aumentan demasiado y si se va vaciando el embalse se tienen menores alturas de turbinado que son preferibles para una mayor generación de energía en este caso. Por lo tanto, **resulta preferible la operación estableciendo embalse en nivel máximo de explotación**, si bien es cierto que esto genera mayor incertidumbre en la generación hidroeléctrica y en la explotación real podría no ser lo más deseable.

En la tabla siguiente se presenta el resumen del cálculo del potencial de hidrogeneración que se explica posteriormente y se incluye en el **Anexo F.1.5**, correspondiente a los escenarios generados para analizar la operación del embalse en relación con la hidrogeneración.

Tabla 4-9. Resumen cálculo potencial hidrogeneración.

ESCENARIO		ALTURA TURBINADO (m)	CAUDAL TURBINADO (m^3/s)	POTENCIA (KW)	ENERGÍA MENSUAL (KWh)	ENERGÍA PROMEDIO ANUAL (KWh)
ESCENARIO 01	MÁXIMO	6.50	12.31	**468.91**	348,869.72	
	MÍNIMO	1.47	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	5.32	1.93		55,963.62	**671,563**
ESCENARIO 02	MÁXIMO	6.04	12.85	**433.93**	322,847.32	
	MÍNIMO	1.28	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	4.74	1.99		51,371.30	**616,456**
ESCENARIO 03	MÁXIMO	7.50	11.85	**540.83**	402,380.93	
	MÍNIMO	1.95	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	6.08	1.88		62,974.32	**755,692**
ESCENARIO 04	MÁXIMO	8.00	11.67	**576.79**	429,131.66	
	MÍNIMO	1.68	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	6.30	1.84		65,551.78	**786,621**
ESCENARIO 05	MÁXIMO	9.00	11.66	**648.71**	482,643.73	
	MÍNIMO	0.41	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	6.79	1.77		70,417.88	**845,015**
ESCENARIO 01-H01	MÁXIMO	9.00	11.93	**648.71**	482,643.73	
	MÍNIMO	4.46	0.00	0.13	98.23	
	PROMEDIO	7.91	1.91		77,251.67	**927,020**
ESCENARIO 02-H01	MÁXIMO	9.00	12.39	**648.71**	482,643.73	
	MÍNIMO	5.05	0.03	0.97	724.18	
	PROMEDIO	8.25	1.96		79,908.50	**958,902**
ESCENARIO 01B	MÁXIMO	6.50	12.37	**468.87**	348,836.15	
	MÍNIMO	2.01	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	5.38	1.93		56,168.74	**674,025**
ESCENARIO 01C	MÁXIMO	7.00	12.32	**504.84**	375,601.95	
	MÍNIMO	2.34	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	5.91	1.92		60,453.24	**725,439**
ESCENARIO 01D	MÁXIMO	7.00	12.25	**504.80**	375,568.38	
	MÍNIMO	1.99	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	5.85	1.92		60,241.30	**722,896**
ESCENARIO 01-H01B	MÁXIMO	9.00	11.66	**648.71**	482,643.73	
	MÍNIMO	0.02	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	7.00	1.92	0.00	74,394.29	**892,731**
ESCENARIO 01-H01C	MÁXIMO	9.00	11.48	**638.84**	475,299.24	
	MÍNIMO	0.01	0.00	0.00	0.00	
	PROMEDIO	6.24	1.91	0.00	66,758.88	**801,107**
ESCENARIO 01-AB01	MÁXIMO	7.00	11.95	**504.80**	375,568.38	
	MÍNIMO	1.82	0.08	1.25	931.28	
	PROMEDIO	5.75	1.92		59,827.88	**717,935**

Como se puede ver en la tabla, en la columna de energía anual promedio generada en cada caso estudiado, el aumento de volumen implica una mayor generación hidroeléctrica, como es esperable, así como la reducción de superficie de riego, siendo el escenario 02-H01 en el que se genera mayor energía promedio anual.

En cuanto a los escenarios que comparan la operación del embalse fijando un volumen objetivo frente al que no lo establece (01-H01), se obtiene que el fijar un volumen objetivo no mejora la producción hidroeléctrica, ya que en el escenario 01-H01 se obtiene mayor energía promedio anual que en los escenarios 01-H01B y 01-H01C.

En el escenario 01-AB01, donde se prioriza el abastecimiento frente a hidrogeneración, que puede ser comparable por terne el mismo volumen de embalse y altura de presa a los escenarios 1C y 1D, la hidrogeneración es menor que en éstos.

4.3. NORMAS DE OPERACIÓN DEL ABASTECIMIENTO URBANO

Se ha generado un escenario adicional, escenario 1-AB01, en el que se prioriza el uso urbano frente a la hidrogeneración. En este caso se puede abastecer toda la demanda urbana en el periodo de simulación y las demandas de riego con fallos cumpliendo criterio de fallo establecido.

4.4. CONCLUSIONES

Como conclusiones en relación con la operación del embalse se tienen:

- En cuanto a la **operación de riego**, mantener el volumen mínimo en la cota de la toma de riego 92,50 m implica un incremento de 0,50 m de altura para los volúmenes simulados.
- En cuanto a la **operación de hidrogeneración**:
    - Mayor volumen de embalse y menor superficie de riego implican mayor hidrogeneración.
    - Se genera más energía turbinando lo que sea posible por sueltas, tendiendo a mantener embalse lleno (volumen objetivo = 0) que fijando un volumen a turbinar.
- En cuanto a la **operación para abastecimiento**, priorizando el abastecimiento frente a la hidrogeneración, se consigue, con un incremento de cota de 0,50 m, respecto al caso base que es el escenario 1, abastecer la demanda urbana y cumplir con los criterios de fallo para riego, reduciendo la generación hidroeléctrica.

ANEXO F. ESCENARIOS Y MODELOS DE SIMULACIÓN

ANEXOS

ÍNDICE

ANEXO F.1.1. MANUALES MODELO AQUATOOL
ANEXO F.1.2. DATOS DE ENTRADA
ANEXO F.1.3. ARCHIVOS DE CÁLCULO
ANEXO F.1.4. RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES
ANEXO F.1.5. HIDROGENERACIÓN
ANEXO F.1.6. JUSTIFICACIÓN FILTRACIONES PRESA

ANEXO F.1.1. MANUALES MODELO AQUATOOL.

EN FORMATO DIGITAL

ANEXO F.1.2. DATOS DE ENTRADA.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1957								6.80	4.22	1.57	0.49	0.43
1958	0.07	0.03	0.06	0.16	1.02	4.60	5.66	6.63	4.41	1.97	1.16	0.32
1959	0.21	0.15	0.15	2.20	4.16	6.76	11.15	7.10	6.32	2.20	0.78	0.20
1960	0.18	0.11	0.16	0.25	0.37	4.56	6.93	4.13	3.39	3.30	1.45	0.32
1961	0.18	0.07	0.10	0.10	0.18	1.14	4.75	4.46	9.53	3.99	1.17	0.21
1962	0.07	0.04	0.04	0.08	0.17	1.26	0.73	1.64	0.78	1.03	0.20	0.06
1963	0.03	0.03	0.07	0.32	0.43	1.10	4.27	6.06	8.70	2.56	1.61	0.50
1964	0.12	0.08	0.00	0.12	0.37	1.05	2.42	3.73	2.42	1.23	0.40	0.73
1965	0.10	0.15	0.04	0.41	0.95	4.48	7.62	10.73	4.46	2.54	1.83	0.88
1966	0.22	0.15	0.14	0.46	0.73	4.80	6.80	5.93	4.70	2.08	0.86	2.58
1967	0.77	0.42	0.26	0.24	1.60	2.23	3.02	4.00	4.81	2.54	1.18	0.28
1968	0.10	0.10	0.14	0.18	0.21	0.46	0.40	0.79	0.60	0.63	0.46	0.24
1969	0.08	0.02	0.04	0.10	0.92	5.93	6.81	7.47	5.30	2.81	1.05	0.32
1970	0.16	0.09	0.11	0.11	0.36	1.50	3.75	5.32	2.14	1.20	0.45	0.26
1971	0.09	0.06	0.03	0.10	1.70	6.68	3.29	7.38	3.35	1.91	0.61	0.48
1972	0.28	0.16	0.07	0.11	4.06	9.02	5.92	9.39	7.29	5.15	3.06	0.85
1973	0.24	0.05	0.08	0.16	1.47	3.27	5.70	3.65	1.89	2.80	0.61	0.28
1974	0.21	0.06	0.30	0.45	0.60	11.33	8.68	7.07	4.79	1.97	0.49	0.38
1975	0.22	0.03	0.07	0.21	1.14	4.03	8.90	7.11	2.86	1.22	0.59	0.18
1976	0.07	0.06	0.07	0.09	0.22	1.48	0.85	1.81	2.11	4.02	2.06	0.59
1977	0.21	0.14	0.15	0.16	0.57	2.70	8.30	5.69	2.33	2.79	1.17	0.51
1978	0.21	0.13	0.16	0.28	0.65	1.16	8.31	3.35	4.55	2.56	2.49	0.75
1979	0.21	0.17	0.12	0.14	0.45	0.54	4.15	5.47	5.05	2.09	1.17	0.87
1980	0.12	0.13	0.29	1.14	7.11	7.82	7.58	5.51	2.83	1.04	0.42	0.16
1981	0.28	0.14	0.14	0.55	7.29	5.85	4.99	3.13	2.46	0.94	0.47	0.15
1982	0.13	0.22	0.17	0.26	3.54	7.93	8.95	6.58	6.56	5.87	2.41	0.69
1983	0.22	0.19	0.12	0.29	0.64	4.88	7.47	3.89	3.80	1.37	0.61	0.12
1984	0.12	0.13	0.10	0.21	3.29	3.18	7.88	4.22	4.39	3.76	1.74	0.38
1985	0.18	0.16	0.12	0.44	1.70	1.57	5.94	3.12	3.74	3.54	1.64	0.21
1986	0.13	0.14	0.11	0.77	4.11	5.76	4.05	5.75	2.68	1.61	0.72	0.93
1987	0.15	0.15	0.16	0.14	0.83	1.30	8.53	6.55	4.37	2.21	1.01	0.35
1988	0.14	0.12	0.08	0.18	0.11	4.09	5.91	7.68	3.07	1.57	0.70	0.27

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1989	0.05	0.07	0.06	0.01	0.09	4.32	6.14	5.28	2.35	1.54	0.69	0.27
1990	0.12	0.13	0.12	0.34	0.30	1.08	4.65	4.60	5.53	1.64	0.73	0.28
1991	0.11	0.12	0.08	0.55	4.86	2.99	5.76	3.41	3.94	1.97	0.89	0.32
1992	0.37	0.72	1.27	0.59	11.06	5.38	4.24	4.59	3.54	1.74	0.78	0.19
1993	0.14	0.61	1.06	0.49	2.31	8.81	5.66	5.70	2.31	1.82	0.82	0.30
1994	0.45	0.88	1.57	0.74	0.20	5.22	6.42	2.50	4.58	2.14	0.97	0.37
1995	0.13	0.13	0.09	0.60	0.12	5.01	8.66	5.63	2.17	1.66	0.74	0.23
1996	0.13	0.13	0.16	0.34	0.23	2.64	3.89	6.29	1.79	1.54	0.69	0.09
1997	0.11	0.12	0.08	1.01	0.73	7.26	5.10	4.10	3.94	5.94	2.78	0.58
1998	0.18	0.16	0.14	0.27	0.48	1.01	3.82	4.04	2.65	1.66	0.74	0.13
1999	0.13	0.13	0.08	0.10	1.14	4.86	4.21	6.79	6.32	1.55	0.69	0.12
2000	0.12	0.19	0.12	0.29	0.22	13.96	4.37	5.53	7.08	1.55	0.69	0.28
2001	0.18	0.17	0.13	0.33	4.83	2.25	11.32	6.36	2.03	1.54	0.69	0.18
2002	0.13	0.19	0.39	0.26	1.92	3.29	5.64	9.34	3.70	8.97	4.23	0.69
2003	0.19	0.16	0.12	0.10	0.33	5.41	4.51	3.80	3.62	1.76	0.79	0.27
2004	0.13	0.14	0.11	0.88	0.04	4.08	6.63	4.23	3.48	2.23	1.02	0.35
2005	0.13	0.14	0.10	0.07	3.04	8.49	6.45	8.75	2.29	1.54	0.69	0.34
2006	0.17	0.15	0.12	0.43	0.36	7.41	8.72	5.93	3.34	2.37	1.08	0.39
2007	0.15	0.17	0.12	0.32	0.13	1.32	6.56	4.47	2.31	1.57	0.70	0.20
2008	0.12	0.13	0.09	0.30	5.38	1.15	5.76	6.48	2.55	1.54	0.69	0.18
2009	0.12	0.13	0.09	0.09	1.47	4.84	4.68	7.24	2.99	2.00	0.91	0.49
2010	0.16	0.18	0.16	0.04	0.13	3.54	5.92	4.37	1.92	1.71	0.77	0.33
2011	0.14	0.14	0.10	0.49	0.07	3.42	5.92	6.89	3.44	1.55	0.69	0.28
2012	0.13	0.18	0.12	0.09	0.76	3.76	3.45	4.61	1.65	1.61	0.72	0.81
2013	0.07	0.11	0.14	0.05	1.64	2.31	4.79	5.50	3.11	1.78	0.80	0.30

ADICIONAL EN FORMATO DIGITAL

ANEXO F.1.3. ARCHIVOS DE CÁLCULO.

EN FORMATO DIGITAL

ANEXO F.1.4. RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES.

EN FORMATO DIGITAL

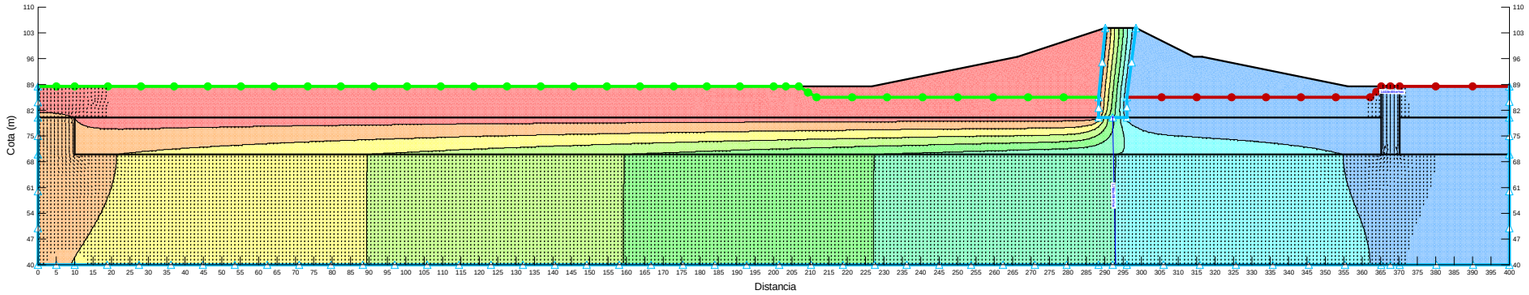
ANEXO F.1.5. HIDROGENERACIÓN.

EN FORMATO DIGITAL

ANEXO F.1.6. JUSTIFICACIÓN FILTRACIONES PRESA.

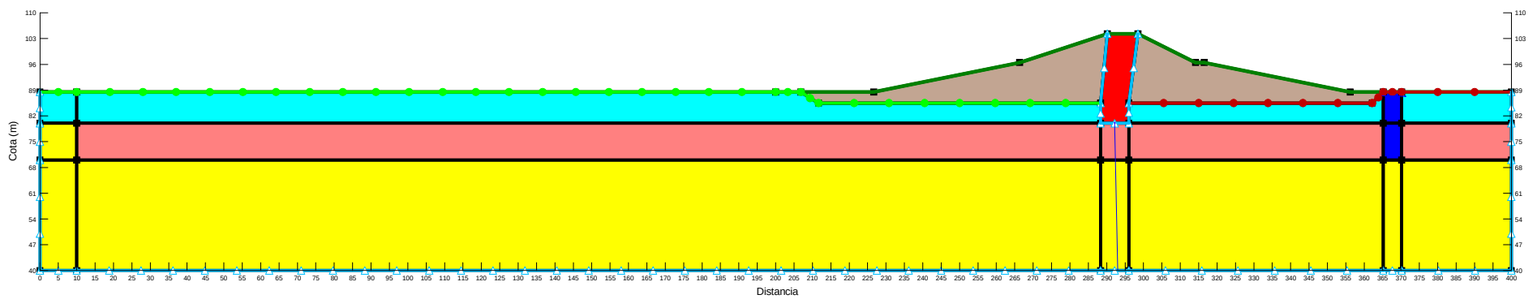
EMBALSE DE QUILMO

Name: RELLENOS 1A Y 1B Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: LIMOS MININCO Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: ARENISCAS MININCO Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: FILTRO DREN Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: NUCLEO IMPERMEABLE Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °



EMBALSE DE QUILMO

Name: RELLENOS 1A Y 1B Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: LIMOS MININCO Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: ARENISCAS MININCO Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: FILTRO DREN Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °
Name: NUCLEO IMPERMEABLE Model: Saturated Only K-Function: 0 VolWCFnNum: 0 K-Ratio: 1 K-Direction: 0 °



ADICIONAL EN FORMATO DIGITAL



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G. DISEÑOS PRELIMINARES

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

INFORME DISEÑOS PRELIMINARES

ÍNDICE

ANEXO G. DISEÑOS PRELIMINARES.

ANEXO G.1. MURO Y OBRAS ANEXAS

ANEXO G.2. DIMENSIONAMIENTO DE CANALES

ANEXO G.3. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LOS MUROS DE PRESA

ANEXO G.4. SISTEMA DE AFORO DE CAUDALES

ANEXO G.5. INFORME HIDROGENERACIÓN

ANEXO G.6. OBRAS EMBALSE DE CONTROL

ANEXO G.7. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE PASO DE LOS CANALES SOBRE LAS QUEBRADAS.

ANEXO G.8. ESTUDIO DE LA RED RURAL VIARIA.

ANEXO G.9. PLAN DE CONTROL DE CALIDAD.

Especialidad	Nombre del profesional	Especialidad
REVISIÓN TÉCNICA	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Pascual Abad Moreno	Ingeniero Civil
	Enrique Cifres Jiménez	Ingeniero Civil
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
EVALUACIÓN Y PLANIFICACIÓN PROYECTOS	Manuel Cánovas Carreño	Ingeniero Civil
MECÁNICA DE SUELO	Francisco Izquierdo Silvestre	Ingeniero Civil
	Isabel Rodriguez Gayo	Ingeniero Civil
ESTRUCTURAS	Juan Francisco Moyá Soriano	Ingeniero Civil
	Jose Vicente Candel Hernandis	Ingeniero Civil
HIDROLOGÍA	Vicente Bertolín Peiró	Ingeniero Civil
	Félix Bandrés Domínguez	Ingeniero Civil
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
RECOPILACIÓN ANTECEDENTES	Eduardo González Meliá	Ingeniero Civil
	Amparo Moreno Durá	Ingeniero Civil
AGRONOMÍA	Juan López Collado	Ingeniero Agrónomo
	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
GEOMENSURA	Javier Barragán Martos	Ingeniero Geomensor
GEOLOGÍA	Jesús Martínez Ortega	Geólogo
MEDIO AMBIENTE	Ignacio Orts Soler	Licenciado Ciencias Ambientales
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
DIBUJANTES	María Ramírez Toro	Dibujantes
	Jesús Caballer Sánchez	Dibujantes
	Sonia Padilla Genovés	Dibujantes



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.1. MURO Y OBRAS ANEXAS

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.1. MURO Y OBRAS ANEXAS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 4
2. PRESA 5
2.1. OBRAS DE DESVÍO 5
2.1.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO DE SISTEMA DE DESVÍO DEL RÍO 5
2.1.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE DESVÍO 5
2.1.3. DESCRIPCIÓN Y FASES DEL DESVÍO 9
2.2. MUROS DE PRESA 10
2.2.1. CONDICIONANTES PARA EL DISEÑO 10
2.2.2. CIMIENTO 11
2.2.3. LICUEFACCIÓN DEL CIMIENTO 11
2.2.4. FILTRACIONES 13
2.2.5. DEFINICIÓN DE SECCIÓN TIPO 14
2.2.6. REVANCHAS Y ALTURA DE PRESA 16
2.3. ESTABILIDAD ESTÁTICA, PSEUDO-ESTÁTICA Y DINÁMICA 17
2.4. EVACUADOR DE CRECIDAS 17
2.4.1. CAUDALES 17
2.4.2. DIMENSIONAMIENTO 18
2.5. OBRAS DE CAPTACIÓN Y ENTREGA 23
2.6. IMPERMEABILIZACIÓN DE LAS FUNDACIONES 23
2.7. AUSCULTACIÓN 24
2.7.1. ACELERÓGRAFOS 25
2.7.2. CELDAS DE AGUA 25
2.7.3. MONOLITOS DE CONTROL 26
2.7.4. PIEZÓMETROS CASAGRANDE 26
2.7.5. PIEZÓMETROS ELÉCTRICOS 26
2.7.6. LIMNÍMETROS 27

2.7.7. MEDIDOR CONTINUO DE NIVEL DEL EMBALSE 27

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2-1. Caudales punta para distintos períodos de retorno por los métodos DGA y HUV 6
Tabla 2-2. Características de la estructura de desvío 7
Tabla 2-3. Susceptibilidad a la licuefacción de los suelos de la formación Mininco 12
Tabla 2-4. Caudales asociados a distintos periodos de retorno obtenidos por distintas metodologías 18

LISTADO DE FIGURAS

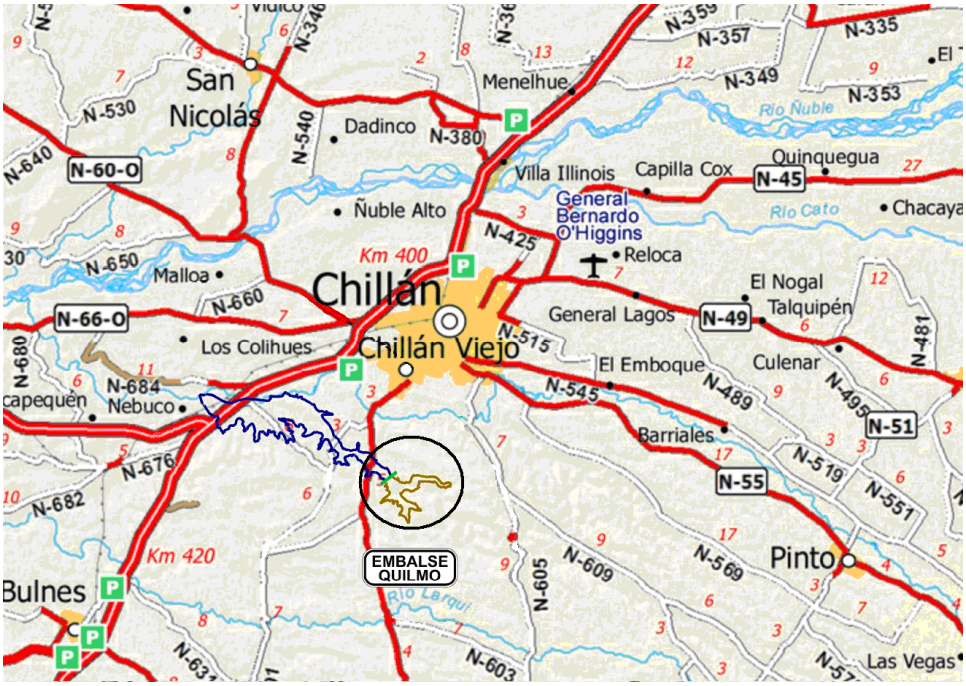
Figura 1-1. Ubicación general 4
Figura 2-2. Sección tipo 15
Figura 2-3. Esquema utilizado para el cálculo hidráulico. 19
Figura 2-4. Curva de desagüe del vertedero: abcisas caudal vertido en m3/seg; ordenadas cota de embalse en m. 20
Figura 2-5. Detalle modulo del velo. Detalle velo de superject 24

1. INTRODUCCIÓN

La presente consultoría corresponde a la elaboración del Estudio de Prefactibilidad para el Proyecto “Construcción Embalses Estacionales de Secano, Provincia de Ñuble”, encargado al Consorcio Ñuble por la Comisión Nacional de Riego (en adelante CNR) del Ministerio de Agricultura. Este estudio considera analizar conjuntamente distintas alternativas de embalses y obras de entrega las que junto a una red de distribución a proyectar permitirá un mejor manejo de los recursos hídricos y así conseguir una seguridad de riego del 85 % de la mayor superficie posible en las comunas beneficiadas.

El área de estudio se encuentra emplazada al interior de la cuenca del estero Quilmo y políticamente abarca parte de las comunas Chillan, en la provincia de Ñuble, VIII Región. En la En la siguiente figura se presenta la ubicación general de la zona de estudio.

Figura 1-1. Ubicación general.



El presente documento contiene tanto los criterios hidráulicos como el dimensionamiento resultante del prediseño de los distintos componentes ligados al embalse, como son: los muros; obras de captación; vertedero de seguridad y obras de desvío.

2. PRESA

2.1. OBRAS DE DESVÍO

2.1.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO DE SISTEMA DE DESVÍO DEL RÍO

Dada la geometría de la cerrada, con suaves pendientes en los estribos, la profundidad a que se hallan los materiales susceptibles de servir de fundación a las estructuras hidráulicas y el tamaño del proyecto, en el que cualquier economía en el diseño es esencial, se ha optado por diseñar una estructura multifuncional. De esta forma, en un principio serviría de desvío del río, en forma de falso túnel construido en trinchera a cielo abierto en la zona de intersección con el cuerpo de presa. Aguas arriba y aguas abajo de la zona bajo el muro, se trata de un canal abierto.

Esta estructura servirá después para alojar los desagües de fondo, la toma de riego e incluso la posible toma para el aprovechamiento hidroeléctrico.

Igualmente, sobre esta estructura hidráulica, dada la moderada altura de la presa, se podrá ubicar el aliviadero de crecidas, por lo que la propia estructura alcanzará el coronamiento del muro de presa.

2.1.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE DESVÍO

Las obras de desvío, esto es el falso túnel y ataguías, se han concebido para lograr una seguridad del 90 % durante el período de construcción del embalse, es decir, admitiendo que la probabilidad de que durante la construcción se presente una crecida que exceda su capacidad y pueda destruir total o parcialmente las obras en construcción sea del 10%, admitiendo que ese riesgo es asumible aguas abajo. En estudios de más detalle posteriores se analizará el alcance de los daños potenciales a fin de revisar o actualizar este criterio, válido para un estudio de prefactibilidad.

La metodología de cálculo del riesgo hidrológico natural, o inherente, de falla se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F(n) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T}\right]^n$$

Dónde:

F(n): Probabilidad de que un evento mayor al de diseño ocurra en “n” años.

T: Período de retorno de la crecida (años).

n: Plazo de tiempo estimado de construcción de la obra (años).

Considerando un plazo de construcción de 2 años, y asumiendo un porcentaje de riesgo de fallo igual al 10%, el caudal de diseño de las obras de desvío corresponderá a una crecida con período de retorno igual a 19,5 años. Se adopta 20 años como criterio de diseño en esta etapa. Se insiste en que este periodo de construcción, y el propio criterio, deberán ser afinados en etapas posteriores del proyecto.

De acuerdo con los estudios hidrológicos llevados a cabo, y seleccionando los métodos DGA y HUV como más confiables, se tienen los siguientes caudales en régimen natural para diferentes periodos de retorno:

Tabla 2-1. Caudales punta para distintos períodos de retorno por los métodos DGA y HUV

T (años)	Q_P (m^3/s)	
	MÉTODO DGA - AC	HUS LINSLEY
2	67,49	73,95
5	102,48	103,27
10	124,98	124,75
25	153,73	154,39
50	176,22	178,30
100	197,47	203,86
200	221,78	231,29
500	251,92	270,77
1000	274,73	**305,11**
2000	297,53	341,02
5000	327,68	393,71
10000	350,49	**437,69**

Tomando 25 años como periodo más similar, se adopta, a los efectos de dimensionamiento de las obras de desvío del río, un caudal de 155 m^3/s.

La estructura hidráulica de desvío consiste en un falso túnel, dividido en dos conductos, lo que facilitará la operación coordinada de montaje de desagües de fondo y cierre del desvío. Son, pues, dos conductos, cuya sección se diseña rectangular.

Tabla 2-2. Características de la estructura de desvío

Caudal total :	155	m^3/seg
Número de conductos	2	ud
Caudal por conducto:	77,5	m^3/seg
Cota inicio solera Z_S =	87	m
Cota final solera	86,5	m
Longitud solera	62	m
Pendiente	-0,81%	
Manning	0,015	
Régimen uniforme téorico:		
Ancho solera	4	m
Calado	2,89	m (*)
Seccion	11,58	m^2
V	6,7	m/s
F	1,3	Rápido
Q conducto =	77,5	m^3/seg
Q total =	155	m^3/seg

(*) obtenido para cumplir la ecuación.

Las condiciones hidráulicas necesarias para el caudal de diseño requieren unas dimensiones que se establecen asegurando el paso del flujo en régimen uniforme:

Para un ancho de solera de 4 m por conducto, dado que el calado no llega a 3 metros, se adoptará una altura mínima de 4 metros para cada uno de los conductos.

A efectos de tener suficiente energía para alcanzar esa velocidad, se determina el nivel aguas arriba de la ataguía mínimo necesario para garantizarla.

$$v = \sqrt{2g(Z_A - Z_S)}$$

Suficiencia de energía:			
Cota energía: Z_A	92,2	m	
Cota inicio solera Z_S =	87,0	m	
V en solera	6,73	m/s	> 6,7 m/seg

Ya que el término de velocidad:

$$\frac{v^2}{2g} = 92.2 - 87 - y$$

El vertedero de entrada, deberá ser capaz de alimentar los caudales con la energía antes establecida por la ataguía. La longitud de vertido mínima para alimentar la toma deberá cumplir las condiciones de caudal para el nivel de energía citado:

Suficiencia de longitud de vertido			
Cota umbral	88	m	
L vertido	5	m	
Coeficiente	2		
Caudal vertido	86,1	m3/seg	> 77,5 m3/seg

Para L = 5 metros por conducto hay suficiente longitud de vertido.

Se comprueba de la sección del conducto es suficiente teniendo en cuenta que

$V_{CRIT} = \sqrt{g.Y_{CRIT}}$

Siendo, para el caso rectangular,

$Y_{CRIT} = 2/3\ Z_A - Z_S$

Capacidad para un conducto:			
H =	5,2	m	
y crit =	3,47	m	
v crit =	5,83	m/s	
Q crit =	80,87	m3/seg	> 77,5 m3/seg
Régimen	Rápido		
Pendiente crítica	-0,60%		

Con lo que está asegurada la capacidad de los conductos para el caudal de diseño.

2.1.3. DESCRIPCIÓN Y FASES DEL DESVÍO

Para el desvío de los caudales y construcción de la presa, como se ha indicado, se ha previsto una estructura multifuncional para cuya construcción y entrada en servicio se seguirían los siguientes pasos:

I - Desvío provisional del cauce

Por condicionantes relacionados con la cota del terreno aguas abajo y economía en las excavaciones, se ha ubicado la estructura de desvío en las proximidades del estribo izquierdo (perfil P-4 incluido en el **Anexo Nº8 Planos de definición de la presa**), que sensiblemente coincide con el cauce de aguas bajas por el que discurre el río actualmente. Este pequeño inconveniente se resuelve mediante la excavación de un cauce provisional más centrado en el valle y que deja aislada la zona de trabajo para ejecutar el desvío definitivo.

II - Construcción de la estructura hidráulica del desvío, tomas embebidas, aireación y aliviadero.

Una vez desviados los caudales de aguas bajas por el nuevo cauce, se procede a excavar la cimentación de la estructura y a su construcción, dejando embebidos los conductos de aireación para el desagüe de fondo y la toma de riego.

La estructura quedaría rematada a excepción del vertedero que se ejecutaría hasta la cota 96,250 m. Este vertedero se culminaría al final de la obra, tras coronar la presa, de forma que permitiría verter una posible avenida durante la construcción con niveles más bajos. Ya terminada la presa se culminaría la ejecución del vertedero, elevando la cota de desagüe a la definitiva.

III - Ataguía y entrada en servicio

Una vez que la estructura de desvío está preparada, se construye la ataguía aguas arriba, arraigando en las gravas con coronación a la cota 92,20 metros. La sección prevista, con una coronación de 3 metros de anchura y taludes 1V:2H, la constituyen las gravas obtenidas del cauce y seleccionando materiales más impermeables para la zona central.

Una contraataguía a la cota 87 puede ser suficiente para evitar la entrada de caudales desde aguas abajo procedentes de la salida del desvío del río. La sección sería similar a la descrita para al ataguía de aguas arriba.

Ejecutadas las ataguías, el caudal se desvía a través de los dos conductos de 4x4 metros alojados en la estructura hidráulica y que, como se ha justificado, funcionarán en lámina libre.

IV - Cierre del conducto izquierdo

Una vez alcanzado el coronamiento del muro de presa, se podrá proceder al cierre, mediante una compuerta-ataguía provisional, el conducto izquierdo, donde está previsto alojar los desagües de fondo.

El desagüe de fondo está constituido por dos conductos rectangulares de 1,2x2,0 m, cerrados cada uno mediante dos compuertas tipo bureau, de las mismas dimensiones, alojadas en la cámara prevista al efecto.

Las compuertas quedan embebidas en un hormigón de segunda fase, que en 20 metros de longitud, cerrará el conducto. Aguas abajo se dispone de un conducto de aireación que toma desde la coronación de la presa y asegura, de forma conjunta, la correcta alimentación de aire a la salida de los desagües de fondo a la galería de descarga.

Finalizada completamente la instalación de las compuertas bureau, se puede proceder a la retirada de la ataguía provisional y a comenzar el desagüe por los desagües de fondo. En época de estiaje se procede al cierre provisional del conducto derecho del desvío mediante la compuerta ataguía que sirvió para el cierre del conducto izquierdo. Una vez cerrado provisionalmente el conducto derecho, dejando los caudales circular exclusivamente por los desagües de fondo, se puede proceder a la ejecución de un tapón definitivo, similar al hormigón de segunda fase del conducto izquierdo pero sin conductos de desagüe.

V – Umbral del aliviadero

Como fase final, cerrado el desvío, circulando los caudales por el desagüe de fondo, y el muro de la presa finalizado, puede recrecerse el umbral del aliviadero hasta la cota 99,00 m, que es la definitiva.

2.2. MUROS DE PRESA

2.2.1. CONDICIONANTES PARA EL DISEÑO

Estudiada a nivel de estudio de prefactibilidad la geología de la cerrada y vaso del embalse de Quilmo, podemos destacar los siguientes puntos importantes:

a) El **cauce está excavado en una gran llanura cuaternaria**, generada por los arrastres desde la cordillera andina con diversos niveles energía y procedencia de los materiales, algunos de los cuales son de origen volcánico.

b) Existen niveles subyacentes, permeables o semipermeables, con niveles piezométricos superiores al nivel del río, del orden de 5 m.c.a. (véase en el plano 3.1. del Estudio geotécnico).
La fuente de recarga de estos acuíferos podría estar situada en el propio río aguas arriba, donde el subálveo alimentaría afloramientos de estos materiales. Casi con toda seguridad el agua en el embalse ha de contactar con esos afloramientos y alimentarlos directamente, **produciéndose filtraciones**, aumentando el nivel piezométrico en esas formaciones.

c) Las **limolitas,** materiales de matriz limosa con apariencia de suelos consolidados o roca blanda, presentan densidades secas anormalmente bajas, del orden de uno, pero con altos valores de ángulo de rozamiento interno (40º) y valores medio-altos de cohesión efectiva (50 kpa). Sin embargo, tras su manipulación pierden algunas de sus propiedades, especialmente la cohesión, comportándose como limos.

d) No existe un límite identificado, ni en horizontal ni en vertical, de los perfiles geológicos descriptivos de las **formaciones que potencialmente puedan generar filtraciones desde el embalse**.

Los aspectos más relevantes a abordar en el diseño, consecuencia de lo anterior, son:

i. Disponibilidad o no de suficientes materiales de carácter gravoso en el vaso.
ii. Susceptibilidad a la licuefacción del cimiento debido a sismo.
iii. Sifonamiento aguas abajo por incremento de presiones en el nivel confinado.
iv. Filtraciones y sistema de mitigación
v. Estabilidad estática y dinámica del muro de presa

2.2.2. CIMIENTO

La presa descansa en dos tipos de materiales:

- En la parte central arraiga en la formación “Mininco” de arenas y areniscas limosas.
- Los espaldones descansan sobre las formaciones de gravas que subyacen bajo los suelos fluviales superficiales una vez removidos éstos.

La potencia del paquete de gravas es variable pero no lo suficientemente grueso para garantizar que potenciales superficies de deslizamiento pasen por las arenas que subyacen bajo éste.

2.2.3. LICUEFACCIÓN DEL CIMIENTO

Las formaciones geológicas bajo el embalse permanecerán permanentemente saturadas. Durante un sismo cabría pensar en una posible licuefacción de las arenas.

La licuefacción se produce al elevarse la presión intersticial sin oportunidad de drenaje al someterse a la energía de vibración procedente del sismo. Ante esta solicitación dinámica pierde gran parte o toda su resistencia pudiendo dar lugar a su asimilación a un fluido sin resistencia al corte. Siguiendo a González Vallejo (Ingeniería Geológica), es necesario, para que se produzca el fenómeno, que:

1. El nivel freático esté alto
2. El grado de compactación sea bajo

La primera condición se da, pero para la segunda, según el autor citado, es necesario que el valor de N de SPT sea inferior a 20.

Además debe ocurrir que el terremoto tenga magnitud mayor o igual a 5,5, cosa que también se produce en la zona.

Por otra parte, para que el suelo sea susceptible de licuefacción debe cumplirse que:

Grado de saturación del 100%	SI
Diámetro D50 entre 0,05 y 1,00 mm	
Coeficiente de uniformidad Cu < 15	
Contenido en finos inferior al 10%	NO
Bajo grado de compactación, es decir N<10 para profundidades < 10 m y N<20 para profundidades >10 m.	NO

El contacto de las limolitas y los materiales permeables está a una profundidad de 17 m por debajo del lecho del río, con un grado de compactación muy alto, con valores medios, triple de los exigidos incluso llegando a rechazo, con contenido de finos en el límite y el coeficiente de uniformidad adecuado, según se aprecia en la siguiente tabla:

Tabla 2-3. Susceptibilidad a la licuefacción de los suelos de la formación Mininco

SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN SUELOS ARENAS F. MININCO				
Muestra	**Condición**	**Valor**	**Cumple**	**Susceptible**
SM-2 13 m	Diámetro medio D50 (mm)	0,45	si	NO
	Coef. Uniform. Cu=D60/D/10	8,75	si	
	Contenido finos (%)	11	no	
	Grado compactación Nspt(30)	63	no	
	Profundidad (m)	13	si	
SM-2 33 m	Diámetro medio D50 (mm)	1,5	no	NO
	Coef. Uniform. Cu=D60/D/10	50	no	
	Contenido finos (%)	9	si	
	Grado compactación Nspt(30)	R(100)	no	
	Profundidad (m)	33	no	
SM-3 28 m	Diámetro medio D50 (mm)	1,6	no	NO
	Coef. Uniform. Cu=D60/D/10	31	no	
	Contenido finos (%)	8	si	
	Grado compactación Nspt(30)	R(100)	no	
	Profundidad (m)	28	no	

Según Gonzalez Vallejo, se podría justificar que para una magnitud del sismo de 8,5, no sería un cimiento susceptible de licuefacción, ya que el material sin remoldear parece responder bien frente a sismo. Entre otros métodos, ensayos cíclicos más sofisticados, en fase de factibilidad, deberán confirmar estas consideraciones.

2.2.4. FILTRACIONES

2.2.4.1. Control de la subpresión

Se controlará la subpresión bajo el paquete impermeable mediante un drenaje adecuado. Se dispondrán los **pozos de drenaje aguas abajo de la presa** de acuerdo con las recomendaciones del USBR (véase figura 6.3.), con una profundidad que conecte con el estrato permeable, del orden de 20 m.

De esta forma se reducirá, con un adecuado margen de seguridad, la carga estática del embalse en el acuífero (condición pésima por una conexión de vasos comunicantes).

2.2.4.2. Control de las filtraciones

La presencia de niveles artesianos en la zona de ubicación de la presa, durante la fase de investigación del terreno, hace prever que con la carga de embalse la presión de estos paquetes permeables, subyacentes a otros más impermeables, suba al menos hasta niveles próximos al estático del embalse. Estos niveles incrementados podrían superar el peso del terreno por encima y el generar un riesgo de Sifonamiento. A fin de controlar la subpresión bajo el paquete impermeable, se propone un drenaje adecuado mediante pozos drenantes a pie de presa para disponer de un margen de seguridad.

Se proponen pantallas de jet-grouting más adecuadas para el tipo de material, cuya inyectabilidad con cemento se estima imposible y antieconómica por otros procedimientos como inyección química. Se descartan las pantallas continuas plásticas por su coste y por su difícil optimización en tratamientos discontinuos.

Las pantallas de impermeabilización se deberán de ejecutar tanto debajo del cuerpo de presa como en la prolongación de los estribos.

Dadas las características geotécnicas del los materiales que deberían ser inyectados (elevados contenido en finos, especialmente limos) se sustituye el método previsto en la etapa 2 (inyecciones de lechada de cemento) por **pantallas de jet-grouting** más adecuadas para el tipo de material, cuya inyectabilidad con cemento parece imposible y antieconómica por otros procedimientos, como inyección química. Se descartan pantallas continuas plásticas por su coste y por su difícil optimización en tratamientos discontinuos.

A falta de un estudio de detalle, que se escapa del nivel de prefactibilidad, de la red de filtración, se recomienda que el espesor impermeable debajo del cuerpo de presa sea del orden 1,5 veces su altura, bien por el estrato impermeable o bien por el propio jet-grouting, es decir, en nuestro caso un total de 25 m.

Para las **pantallas de los estribos** se mantiene el mismo criterio de espesor impermeable, supuesta una continuidad en la estratificación. Más difícil es establecer la longitud de las pantallas, así que a falta de los estudios de detalle anteriormente citados, se recomienda un mínimo del 25% de la longitud de coronación de la presa, es decir, en nuestro caso del orden de 50 m cada una de ellas.

2.2.5. DEFINICIÓN DE SECCIÓN TIPO

La sección tipo concebida es consecuencia de:

i. Los materiales realmente disponibles en el área
ii. Las condiciones geotécnicas del cimiento
iii. La sismicidad en el área del proyecto

Si bien entre los materiales disponibles prevalecen las arenas, procedentes del desmenuzamiento de las areniscas poco cementadas, no son éstos los ideales, ya que no ofrecen la mejor impermeabilidad, su compactabilidad es mala y su potencial de licuefacción es mayor.

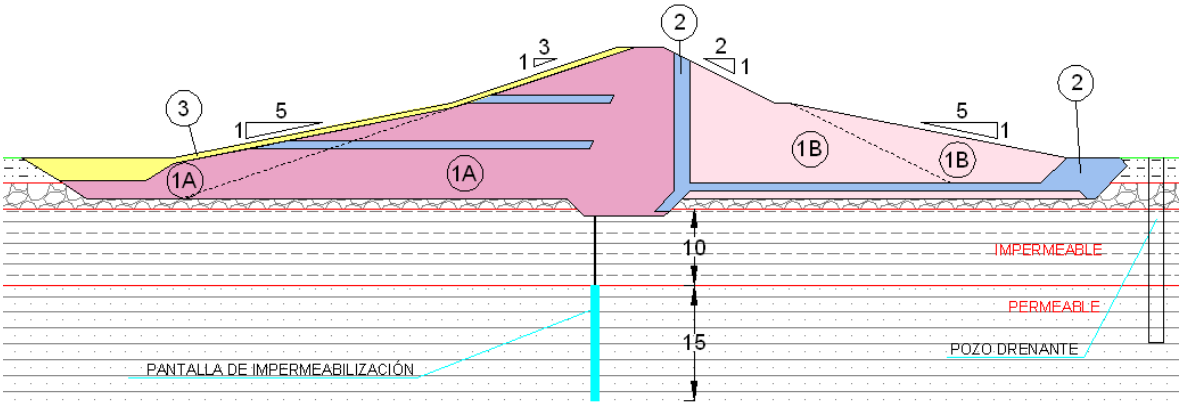
2.2.5.1. Sección tipo y taludes

El cuerpo de presa se concibe con los materiales disponibles en el vaso del embalse y accesibles de forma sencilla a un coste razonable. Se ha de diseñar la sección típica del muro de presa con materiales gravosos, arenosos y limosos, que se **caracterizan generalmente como GM, MH y SM**, pero situándolos en las diversas partes, en función de su disponibilidad de la función requerida, tanto desde el punto de vista de impermeabilidad como de resistencia.

Se adopta una solución de presa homogénea funcionalmente zonada, adaptada a las características de los materiales disponibles, y se dimensiona de acuerdo con las recomendaciones del USBR:

- **El talud de aguas arriba**, adoptado es de **3H: 1V**, de acuerdo con la recomendación del USBR para presa homogénea para almacenamiento y sujeta a condiciones de desembalse rápido con materiales posibles GM, SM y MH. (Véase tabla 6-5 del USBR).
- **El talud de aguas abajo adoptado es de 2H:1V** de acuerdo con la recomendación del USBR para presa homogénea para almacenamiento y sujeta a condiciones de desembalse rápido con materiales posibles GM, SM y MH. (Véase tabla 6-5 del USBR).
- Colocación de **un relleno estabilizador aguas arriba y aguas abajo con un talud 5H: 1V**, para una presa sobre cimiento de arcilla y limos saturados de consistencia dura caracterizado mayoritariamente ML con una media de SPT de 64 de compacidad muy alta (Véase tabla 6-3 del USBR).

Figura 2-2. Sección tipo



En el espaldón de aguas arriba se disponen dos mantos drenantes horizontales cuya misión es colaborar en la disipación de las presiones intersticiales durante la construcción y tras los desembalses rápidos, alejándolas en lo posible del paramento.

En la parte central, estos materiales de carácter limoso en su matriz y que ofrecen suficiente impermeabilidad hacen el papel de núcleo.

Aguas abajo de este núcleo virtual se sitúa un dren brasileño que recoge las filtraciones que lo atraviesan para evacuarlas a través de un manto drenante horizontal situado bajo el espaldón de aguas abajo.

Tanto los drenes horizontales de aguas arriba, como el dren vertical y el manto drenante de aguas abajo han de cumplir la función de dren pero igualmente las especificaciones de filtro respecto a los materiales que lo circundan con matriz limosa, por lo que en la definición de su granulometría deberá exigirse, sien un material base no arcilloso, las condiciones de filtro de Sherard.

2.2.5.2. Materiales

El cuerpo de presa, pues, está concebido con gravosos, arenosos y limosos, que se caracterizan generalmente como **GM, MH y SM**, pero situándolos en las diversas partes, en función de su disponibilidad de la función requerida, tanto desde el punto de vista de impermeabilidad como de resistencia.

A los efectos de su incorporación a la sección, se agruparán en:

- **Tipo 1A**: material de carácter más impermeable, donde se evitará la presencia de elementos arenosos. Estarán constituidos por gravas limosas (GM) y limos (MH). La proporción de limos ha de ser suficiente ya es la que garantiza la impermeabilidad de los materiales, dando a su

vez, tras su compactación, un cierto grado de cohesión. Asimismo la presencia de un material de características no arenosas en el espaldón de aguas arriba, y además adecuadamente drenado, nos garantiza que el cuerpo de presa tampoco sea susceptible de licuefacción.

- **Tipo 1B**: material de carácter más permeable aceptando una presencia notable de arenas limosas, y donde la proporción de limos no necesariamente ha de ser suficiente para ofrecer impermeabilidad. Pueden incorporarse materiales SM, pero también GM y MH.

La **disponibilidad de los materiales** queda garantiza por el estudio previo de yacimientos hecho en el entorno de la cerrada y habiendo supuesto un aprovechamiento máxima del 50 %, quedándonos en ambas hipótesis del lado de la seguridad (véase tabla adjunta), lo que supone un volumen total de GM/SM/MH de 325.000 m3 frente a unas necesidades de 254.000 m^3.

2.2.6. REVANCHAS Y ALTURA DE PRESA

La revancha o resguardo está previsto considerando, desde el nivel máximo de embalse normal establecido a la cota 99 en el umbral del vertedero, hasta el coronamiento del muro de presa, los siguientes factores:

1. Lámina vertiente en avenida máxima de diseño
2. Oleaje
3. Asiento sísmico

En nuestro caso, para la **avenida de diseño**, la **lámina vertiente se ha limitado a 3,00 metros sobre el vertedero**, entendiendo como lámina el nivel de energía estático en el embalse, que coincide con el nivel del agua a una pequeña distancia del vertedero.

El **oleaje**, para una longitud de fetch de 1,80 km, que se da en el valle que confluye con el cauce principal por la margen izquierda en las proximidades de la presa, y para un viento de 100 km/h, resultando una **altura de ola de 1,00 m**.

Igualmente, el asiento sísmico es de aproximadamente 1,00 m (según Anexo Nº2 se ha estimado en 0,85 m).

La revancha total necesaria es del orden de 5,00 m, por lo que se adopta una cota de coronación de 104,00 m.

Para la **avenida extrema**, con una lámina vertiente de 4,00 m, queda un resguardo de 1,00 m hasta coronamiento, previendo el propio asiento sísmico, si se ha producido y no se ha repuesto o para oleaje, pero no para ambos riesgos simultáneos.

La altura del muro de presa sobre el cauce es la diferencia entre el punto más bajo del fondo del cauce y la cota de coronamiento.

Altura sobre cauce: 104.00 – 85.00 = 19.00 m

La altura sobre cimientos se define como la distancia entre el punto más bajo de la cimentación, sin considerar rastrillos o pantallas, y el coronamiento del muro. En nuestro caso sería de:

Altura sobre cimientos: 104.00 – 79.00 = 25.00 m

2.3. ESTABILIDAD ESTÁTICA, PSEUDO-ESTÁTICA Y DINÁMICA

El análisis de estabilidad de los taludes que constituyen el muro de la presa, se realizó con el programa de computación Slope/W utilizando el método de Spencer, que considera el equilibrio de fuerzas y momentos, además de resistencia al corte inter dovelas.

El informe completo del cálculo de la estabilidad del muro de la presa del embalse Quilmo, se encuentra en el **Anexo G 3.**. Los archivos de cálculo GeoSlope se encuentran en el **Anexo G 3.1**.

Respecto del análisis sísmico, se ha utilizado una metodología simplificada pseudo estática, que introduce las cargas cíclicas como una fuerza inercial horizontal. En este proceso se determina la aceleración de fluencia, la que corresponde a la aceleración máxima para la cual el muro presenta un factor de seguridad igual a 1,0.

Para el análisis pseudo-estático, se determinó el coeficiente sísmico aplicando las recomendaciones de Saragoni para el caso Chileno, utilizando un periodo de retorno de 949 años, adoptando un valor Kh = 0,15.

Para la estimación de los asentamientos remanentes sísmicos en el coronamiento del muro, se ha utilizado el método de Swaisgood , el cual estima los asentamientos relativos expresados como un porcentaje de la altura del muro más el espesor de los depósitos aluviales bajo el muro.

De los análisis realizados se concluye que los taludes adoptados para la presa, son adecuados desde el punto de vista estático y sísmico.

2.4. EVACUADOR DE CRECIDAS

2.4.1. CAUDALES

De los estudios hidrológicos llevados a cabo, se deducen los caudales de diseño y caudal extremo de comprobación para el proyecto.

Tabla 2-4. Caudales asociados a distintos periodos de retorno obtenidos por distintas metodologías

T (años)	Q_P (m^3/s)			
	MÉTODO DGA - AC	MÉTODO RACIONAL	MÉTODO VERNI Y KING MODIFICADO	HUS LINSLEY
2	67,49	60,99	71,10	73,95
5	102,48	89,23	111,68	103,27
10	124,98	106,99	139,54	124,75
25	153,73	132,82	181,58	154,39
50	176,22	151,91	214,47	178,30
100	197,47	173,97	253,16	203,86
200	221,78	192,53	280,28	231,29
500	251,92	218,59	322,40	270,77
1000	274,73	238,30	354,26	**305,11**
2000	297,53	258,01	386,13	341,02
5000	327,68	284,07	428,25	393,71
10000	350,49	303,78	460,11	**437,69**

Dado el tipo de presa, y atendiendo a las pautas de seguridad adoptadas en países con normativas internacionalmente aceptadas, como USA, España, etc.. se adopta el siguiente criterio:

- Avenida de diseño: T = 1000 años
- Avenida extrema: T=10.000 años

El método de evaluación elegido es el HUS Linsley por ser más fiable al ser capaz de procesar series más largas (de precipitación), fundamental a la hora de extrapolar.

- Avenida de diseño: T = 1000 años = 305 m^3/s
- Avenida extrema: T=10.000 años = 438 m^3/s

No se han considerado en esta etapa del proyecto proyecciones de cambio climático que puedan afectar al régimen de precipitaciones.

2.4.2. DIMENSIONAMIENTO

El aliviadero es tipo pico de pato pero con planta cuasi-rectangular con umbral de vertido a la cota 99, cinco metros por debajo de la coronación del muro de presa.

En primer lugar se comprueba que con la longitud de vertido, la revancha es suficiente. Para el caso de al avenida de diseño, ésta, además de considerar 3 metros para el vertido del caudal, se

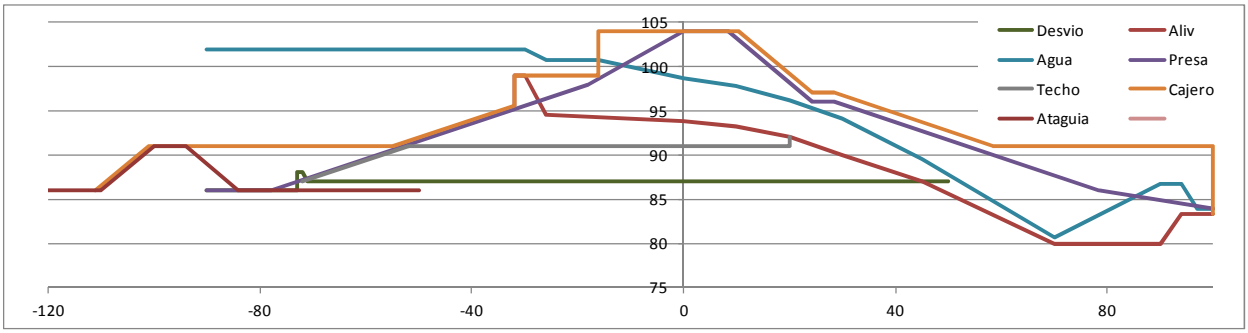
reservan 1 metro para el oleaje y 1 metro para el asiento sísmico, como se justifica en los correspondientes capítulo de este estudio. Para el caso de la avenida de comprobación o crecida extrema, la carga de vertido es de cuatro metros, quedando 1 metro para el asiento exclusivamente.

El caudal de vertido libre será:

$$Q = C_d.L.H^{1.5}$$

Siendo C_d el coeficiente de desagüe, L la longitud efectiva de vertido y H la carga, o energía por encima del umbral.

Figura 2-3. Esquema utilizado para el cálculo hidráulico.



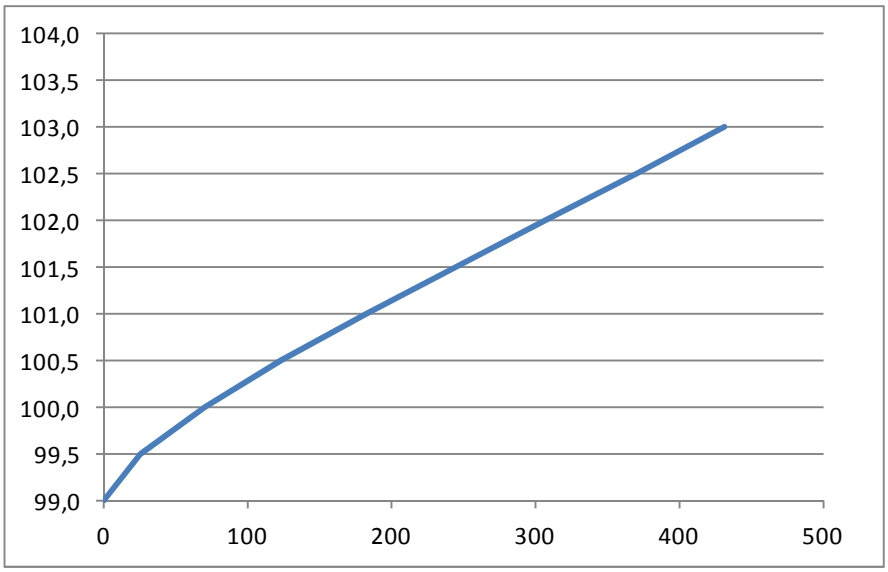
Se calcula la longitud mínima de vertido y se comprueba que para ambos casos de caudal, la longitud diseñada es suficiente.

Caudales				
Periodo de retorno	1000	años	10000	años
Q =	305	m3/seg	438	m3/seg
Vertedero				
Cota Lámina ZE =	102	m	103	m
Cota umbral ZU =	99	m	99	m
H = ZE - ZU =	3	m	4	m
L frontal =	12,00	m	12	m
L Laterales =	12,00	m	12	m
Total L vertido	36,00	m	36,00	m
Coef.desagüe Cd=	2,05		2,00	
q Unit =	10,65	m3/seg/ml	16,00	m3/seg/ml
L vertido > =	28,63	m	27,38	m

	36,0 > 28,6 suficiente	36,0 > 27,4 suficiente

La curva de desagüe del aliviadero, teniendo en cuenta que hay una reducción de la longitud eficaz de vertido conforme aumenta la lámina y una reducción del coeficiente de desagüe Cd, sería:

Figura 2-4. Curva de desagüe del vertedero: abcisas caudal vertido en m3/seg; ordenadas cota de embalse en m.



Los valores de los caudales, en función de la cota del embalse son:

Cota	Q
99,0	0,00
99,5	25,74
100,0	70,03
100,5	123,62
101,0	182,65
101,5	244,64
102,0	307,77
102,5	370,62
103,0	432,00
103,5	490,91
104,0	546,51
m	m3/seg

Para la lámina de vertido resultante, y a fin de asegurar que el vertido no queda anegado, se calcula la energía máxima residual en el interior del vertedero como aquélla que alcanza los 2/3 de la energía de vertido sobre el umbral.

Lámina real	2,58		3,33	
Cota máxima energía residual	100,72		101,22	
Canal de descarga				
Cota solera	94,50	m	94,50	m
H crit	6,22	m	6,72	m
B	12,00	m	12	m
y crit	4,14	m	4,48	m
S crit	49,73	m2	53,77	m2
V crit	7,81	m/s	8,12	m/s
Q crit	388,40	m3/seg	436,65	m3/seg
	suficiente		insuficiente	

Al comprobar que las condiciones de calado crítico en la sección de salida del vertedero, al cruzar la presa, se observa que los caudales son suficientes para T=1000 años y apenas insuficientes (0.3%) en el caso de T=10000, por lo que se da por buena la sección de salida, con 12 metros de anchura, dada la incertidumbre en la determinación de este caudal extremo.

Para la restitución al río se ha previsto un cuenco amortiguado con resalto hidráulico tipo Bureau, adecuado a los números de Froude que se presentan es nuestro proyecto.

A fin de asegurar un calado aguas abajo suficiente para la contención del resalto en el interior del cuenco, se ha diseñado éste con una cota de fondo de 80 m.

Se evalúa la energía en la entrada del cuenco, considerando apenas un 10% de pérdidas, y en base a aquélla, la velocidad de entrada y calado y1. Los números de Froude para el diseño propuesto son superiores a 4.5 e inferiores a 9 por lo que se dan las condiciones para un resalto perfecto.

Resalto				
Cota fondo	80	m	80	m
Ancho	24	m	24	m
Perdidas	10%		10%	
Energía	18,65	m	19,10	m
v	19,13	m/s	19,36	m/s
y1	0,66	m	0,94	m
RAIZ(g,y)	2,55	m/s	3,04	m/s
F	7,49		6,37	
y2>	6,72	m	8,03	m
Cota agua abajo	86,72	m	88,03	m
Velocidad salida	1,89	m/s	2,27	m/s
Energia aguas abajo	86,9	m	88,3	m
Umbral	83,4	m	83,4	m

Con un umbral de salida a la cota 83.4, ligeramente por debajo del terreno natural en el entorno del punto de reintegro, la energía residual de salida es de 86.9 m, para las condiciones de diseño, ligeramente superior a la de las condiciones naturales del cauce aguas abajo, pero aceptable. Para la crecida extrema la energía residual es de 88.3 m algo mayor, pero dadas las condiciones extremas de esta hipótesis, puede considerarse aceptables. No obstante, se propone un encamado de escollera a la salida del cuenco a fin de prevenir erosiones en la disipación de estas energías residuales.

La longitud del cuenco necesaria y el tamaño de los dientes y escalones, se determinan mediante el ábaco de la fig,9-41 de la publicación “Small Dams” del U.S. Bureau of Reclamation.

Longitud del cuenco				
Factor	2,61		2,49	
Longitud del cuenco	17,5	m	20,0	m
Altura de bloques				
Factor h3	1,87		1,66	
h3	1,24	m	1,56	m
Factor h4	1,36		1,36	
h4	0,90	m	1,28	m

Con los 20 metros de longitud adoptada, cumple tanto para la crecida de diseño como para la extrema.

2.5. OBRAS DE CAPTACIÓN Y ENTREGA

La captación de las aguas del embalse para riego se ha previsto mediante una conducción de acero de 1000 mm de diámetros, embebida en la estructura de desvío. La toma se produce en el interior de la galería de desvío, aguas arriba de los desagües de fondo, a la cota 90 metros, quedando a salvo de los sedimentos que transitoriamente pudieran depositarse aguas arriba de las compuertas del desagüe de fondo.

Esta conducción sale al exterior, situándose junto al trasdós del muro cajero izquierdo del aliviadero aguas abajo de la presa. Allí se sitúa una caseta exterior con las compuertas de seguridad y regulación, para alimentar la aducción a la zona regable.

Po lo tanto, esta conducción estará siempre en presión hasta la caseta de válvulas, lo que exige una calidad y buena ejecución suficientes para requerir el mínimo mantenimiento.

2.6. IMPERMEABILIZACIÓN DE LAS FUNDACIONES

Como se indica en el apartado de definición del muro, se ha previsto un tratamiento de impermeabilización del cimiento en la zona de areniscas y arenas de la formación Mininco, que se sitúan bajo el nivel de limolitas y limos superior, también de la formación Mininco, y que como se desprenden del estudio geológico-geotécnico de la etapa 5, presentan permeabilidades K=E ^{5} cm/s, lo que les hace permeables.

En este caso, la presencia de suelos granulares permeables y débilmente cementados, y que además se presume no serán inyectables debido a su granulometría, aconsejan una pantalla continua de columnas secantes de jet-grouting, adecuadas en este caso al requerir útiles más ligeros que en otros tipos de pantallas.

A falta de un estudio de detalle de la red de filtración, que se escapa del nivel de prefactibilidad, se recomienda que el espesor impermeable debajo del muro de presa sea del orden 1,5 veces su altura. Esta impermeabilización se garantizaría, bien por el estrato impermeable o bien por el tratamiento del terreno con jet-grouting, es decir, en este caso se tendría un total de 25 m.

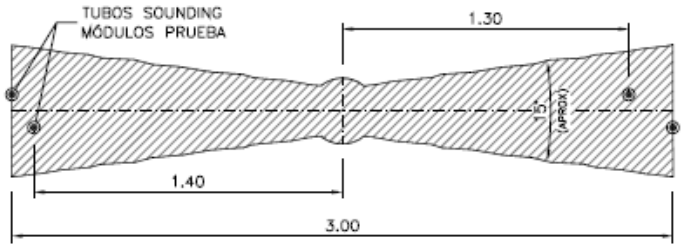
La pantalla tratará fundamentalmente los niveles areniscosos situados por debajo de la limolitas, en un espesor variable de entre 15 y 20 m., y puntualmente en las intercalaciones areniscosas de las limolitas superiores.

Por lo tanto, la pantalla de impermeabilización se proyecta con taladros de Jet según el eje de la presa, alcanzando una profundidad de 25 m. Además, con el objetivo de evitar las filtraciones por los estribos de la presa, la pantalla de impermeabilización se prologará, 50 m hacia el interior de los estribos, continuando la dirección del eje de presa, en una longitud total de 547 m.

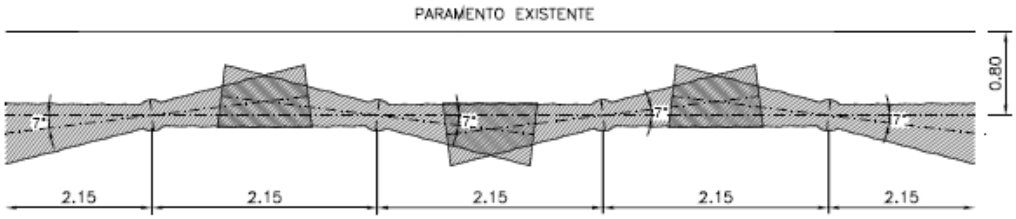
En cuanto a la disposición de los taladros se plantea una primera opción que consiste en ejecutarlos mediante superjet, en una única fila, con separación de los taladros de 1,20 m y con diámetro de 1,40 m.

Otra opción, que resultaría más económica, por el ahorro en cemento que permite, es la ejecución de un velo de superjetgrouting. Donde el varillaje no rota por completo, sino que tan sólo se mueve unos 15º alternativamente para un lado y para el otro.

Figura 2-5. Detalle modulo del velo. Detalle velo de superject.



DETALLE UN MÓDULO DEL VELO



VELO DE SUPERJET GROUTING

La inyección será con una lechada a base de cemento, bentonita y agua.

Una vez realizada la excavación del cuerpo de presa se realizará un tratamiento de consolidación de la zona central consistente en una serie de taladros, según la sección transversal de la misma, separados cada 5 m y con una profundidad de 5 m.

En el **Anexo Nº 3** se presenta en una plano la pantalla de impermeabilización prevista para el cimiento de del muro de presa.

2.7. AUSCULTACIÓN

El programa de instrumentación de la presa tiene por finalidad auscultar el comportamiento del muro frente a las diferentes solicitaciones a que puede verse comprometido, y también obtener información útil para el diseño de futuras presas similares.

Dada las características del proyecto, resulta de interés controlar la deformación que sufrirán los rellenos como consecuencia de la construcción y el posterior llenado del embalse, las

deformaciones y tensiones que se producirán, las filtraciones que eventualmente pudieran originarse y las aceleraciones que inducirán en la presa los sismos que la sacudan. Además, será necesario medir el nivel del embalse, dado que esta información será esencial para la interpretación de los datos que se obtendrán de los instrumentos.

Para conseguir los fines recién indicados, el proyecto ha considerado la colocación de los instrumentos que se describen y justifican a continuación, los cuales están ubicados según los planos “Muro de Presa – Instrumentación Planta y Cortes”. Se han escogido dos secciones transversales para instrumentar el cuerpo de la presa, las cuales están ubicadas a 120 m y 280 m a partir del estribo izquierdo. Dichas secciones se denominarán en lo que sigue de este informe y en los planos Sección Oeste (O) y Sección Este (E), respectivamente. El criterio seguido para elegir dichas secciones fue instrumentar la sección máxima de la presa en dos sectores similares de manera de poder comparar las lecturas de instrumentación.

Los instrumentos proyectados para la presa Quilmo se dividen en tres grupos:

- Convencionales: Corresponden a los instrumentos tradicionales que se implementan en este tipo de obras (Piezómetros Casagrande, Monolitos de Control Taquimétrico y Celdas de Agua), los cuales se miden directamente.
- Electrónicos: Están dotados de un sensor electrónico, como son los electroniveles, que permiten determinar inclinaciones puntuales con gran precisión y los de cuerda vibrante que consistentes en una cuerda de alambre encapsulada y tensada entre dos puntos, cuyo período natural de vibración variará según la separación entre dos puntos.
- Acelerógrafos: Los que permiten registrar las aceleraciones que inducen los sismos en la presa.
- Las lecturas de los instrumentos electrónicos como también las de los acelerógrafos se registrarán en la caseta del celador, por lo tanto, se unirá ésta con cada uno de estos instrumentos mediante cables canalizados en tuberías de acero galvanizado de 2", las cuales irán enterradas.

2.7.1. ACELERÓGRAFOS

Se considera colocar 2 acelerógrafos triaxiales de movimiento fuerte (AC-1 a AC-2 en los planos), conectados a una estación registradora central que registra fecha y hora, y tenga además un dispositivo contador de eventos.

Los dispositivos se colocarán en el talud de aguas abajo en coronación y en la berma intermedia a las cotas 104,00 y 95,20 de modo de conocer las aceleraciones del cuerpo de la presa en función de su altura.

2.7.2. CELDAS DE AGUA

Con el fin de determinar las deformaciones verticales que sufrirán los rellenos durante la construcción y el llenado posterior de la presa se ha considerado la colocación de celdas de agua

(sigla CA en los planos), las que se distribuirán por partes iguales en las secciones transversales Oeste y Este de la presa.

De manera de poder recolectar los datos que arrojan estos instrumentos, se ha considerado una caseta de medición para cada sección y nivel de instrumentación, con lo que se contabilizan cuatro.

Dichas casetas, que en el plano se denominan CM, están unidas por dos escaleras (una denominada Oeste y la otra Este), las que recorren todo del talud de aguas abajo desde el pie hasta el coronamiento de la presa. Adicionalmente, estas casetas de medición tendrán un monolito para control taquimétrico de manera de poder registrar los desplazamientos que sufren desde los empotramientos, de manera de así tener los asentamientos de las celdas absolutos.

Cabe señalar que estos instrumentos son los idóneos para registrar asentamientos durante la construcción de la presa debido a que tienen que ir quedando instalados a medida que van creciendo los rellenos de ésta, no así los monolitos de control, los cuales, generalmente se instalan una vez que se han concluido los rellenos.

2.7.3. MONOLITOS DE CONTROL

Estos instrumentos se implementarán con el objetivo de controlar los corrimientos verticales y horizontales en el sentido del eje del río, que sufrirá el coronamiento y la superficie de la presa durante su construcción, llenado y luego de que sea sacudida por sismos.

Para el control de estos corrimientos se instalarán doce (6) monolitos de control, los que se dispondrán en dos líneas paralelas al eje longitudinal de la presa (MC 1 a MC 3, con sus respectivos segundos índices para numerarlos en los planos). Una linea se colocará en coronamiento del muro mientras que la otra se colocará a lo largo de la berma intermedia de aguas abajo.

Fuera de la zona de la presa, ubicados en ambas riberas, se considera la colocación de monolitos, que quedarán fundados en suelo y que constituirán los puntos de referencia para las mediciones de los corrimientos.

2.7.4. PIEZÓMETROS CASAGRANDE

Debido a su simple funcionamiento, a lo confiable de sus lecturas y a su longeva vida útil, se ha proyectado colocar ocho (8) piezómetros Casagrande, de los cuales 6 estarán ubicados en ambos estribos de la presa aguas abajo del eje de ésta (PCF-1 a PCF-6), y los restantes dos en el depósito fluvial del lecho del río, inmediatamente aguas abajo del pie de la presa (PCF – 7 y PCF – 8 en los planos).

2.7.5. PIEZÓMETROS ELÉCTRICOS

Los piezómetros eléctricos se utilizan para medir la presión del agua subterránea aguas debajo de la pared moldeada.

Los piezómetros se instalan en perforaciones para medir las presiones de agua existentes y también el aumento o disminución de la presión, debido a factores naturales o al avance de la faena.

Se contempla la instalación de ocho piezómetros según la disposición presentada en el plano “Muro Presa - Instrumentación”.

2.7.6. LIMNÍMETROS

En el talud de aguas arriba del empotramiento izquierdo se contempla colocar 8 reglas limnimétricas constituidas por sucesivas barras de acero fundido de 2 m de altura, que se fijarán a pilares de hormigón, de manera de tener cubierto con mediciones desde el nivel 88,0 m s.n.m. hacia arriba.

2.7.7. MEDIDOR CONTINUO DE NIVEL DEL EMBALSE

El sistema de medición continua del nivel del embalse estará constituido por dos limnímetros eléctricos (LE – 1 y LE – 2) con sus correspondientes elementos de medición.

Los limnímetros eléctricos se instalarán junto a la fundación de regleta del limnímetro situado a la cota 104,00 m s.n.m.

ANEXO G.2. DIMENSIONAMIENTO DE CANALES

COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.2
DIMENSIONAMIENTO DE CANALES

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 5
   1.1. OBJETIVO 6
   1.2. ALCANCE DEL ESTUDIO 6
   1.3. ALTERNATIVAS Y SECTORES ESTUDIADOS 6
2. FACTIBILIDAD DE LA RED. ANÁLISIS DEL TRAZADO. 6
   2.1. CANALES MATRICES 7
      2.1.1. CANAL MATRIZ MARGEN IZQUIERDA 7
      2.1.2. CANAL MATRIZ MARGEN DERECHA 8
   2.2. CANALES DERIVADOS 8
   2.3. CRITERIOS DE DISEÑO 9
      2.3.1. Sectorización Geotécnica 9
      2.3.2. Revestimiento de Canales y Sifones 9
      2.3.3. Velocidades Admisibles 11
      2.3.4. Pérdidas De Carga Hidráulica 11
3. PREDISEÑO DE CANALES. 14
   3.1. PREDISEÑO ESTRUCTURAL 14
      3.1.1. Secciones Consideradas. 15
   3.2. PREDISEÑO HIDRÁULICO 16
      3.2.1. Tramo 01 Canal Margen Derecha. H/V 1/2. 18
      3.2.2. Tramo 01 Canal Margen Izquierda H/V 1/2. 19
      3.2.3. Tramo 02 Canal Margen Izquierda H/V 2/3. 20
      3.2.4. Tramos Derivaciones Canal Margen Izquierda H/V 2/3. 21
4. MODELIZACIÓN EN HEC-RAS 23
   4.1. INTRODUCCIÓN 23
   4.2. BASES DEL MODELO 23
      4.2.1. Estudio del modelo geométrico. Canal de la Margen Izquierda. 23
      4.2.2. Estudio del modelo geométrico. Canal de la Margen Derecha. 26
      4.2.3. Parámetros Hidráulicos. 27

4.3. CONCLUSIONES. 28
5. OBRAS EN LA TRAZA DE LOS CANALES 30
5.1. NECESIDAD DE PASOS ESPECIALES TIPO SIFÓN 30
5.1.1. Hidráulica de los Pasos Especiales. 31
5.1.2. Sifones Canal Margen Derecha. 33
5.1.3. Sifones Canal Margen Izquierda. 33
5.2. NECESIDAD DE OBRAS DE PASO EN QUEBRADAS 33
6. CUBICACIÓN DE LOS CANALES 34
6.1. MOVIMIENTO DE TIERRA EN CANALES MATRICES 34
6.2. MOVIMIENTO DE TIERRA EN CANALES DERIVADOS 34
6.3. ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTO DE TIERRA 34
7. COSTOS 35
7.1. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO 39

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2-1. Sectorización geotécnica. 9
Tabla 2-2. Velocidades Máximas Permisibles de Canales 11
Tabla 2-3. Coeficiente de Fricción 12
Tabla 2-4. Caudales para el diseño de los canales. 17
Tabla 4-5. Secciones del CMI. 23
Tabla 4-6. Secciones del CMD. 26
Tabla 4-7. Diámetros de sifones 29
Tabla 4-8. Coeficiente de Fricción 32
Tabla 4-9. Comprobación pérdida de carga del CMD. 33
Tabla 4-10. Comprobación pérdida de carga del CMI. 33
Tabla 7-11. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 1 35
Tabla 7-12. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 2 36
Tabla 7-13. Costos directos privados por escenarios 36
Tabla 7-14. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 1 37
Tabla 7-15. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 2 38
Tabla 7-16. Costos directos sociales por escenarios 38
Tabla 7-17. Costos privados operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego 39
Tabla 7-18. Costos sociales operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego 39
Tabla 7-19. Costos privados anuales de mantenimiento de la red de canales ($). 39
Tabla 7-20. Costos sociales anuales de mantenimiento de la red de canales ($). 40

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1-1. Mapa de ubicación general del estudio en el sector de Quilmo. 5
Figura 2-2. Canal de la Margen Izquierda 7
Figura 2-3. Canal de la Margen Derecha 8
Figura 2-4. Canales derivados 1 y 2. 9
Figura 3-5. Ejemplo de canal de tierra con revestimiento de PEAD 10
Figura 2-6. Distribución de tramos. 14
Figura 2-7. Tramo 1. CMD y CMI. 15
Figura 2-8. Tramo 2. CMI. 16
Figura 2-9. Tramo 2. Derivados del CMI. 16
Figura 6-10. Geometría Canal Margen Izquierda. 25
Figura 6-11. Detalle del trazado del canal de la margen izquierda. 25
Figura 6-12. Geometría Canal Margen Derecha. 26
Figura 6-13. Detalle del trazado del canal de la margen derecha. 27
Figura 6-14. Coeficiente de rugosidad de Manning en las secciones tipo 27
Figura 4-15. Pasos Especiales. Planta general 31

LISTADO DE ANEXOS

APÉNDICE G 2.1. Resultado numérico.
APÉNDICE G 2.2. Salidas gráficas.

1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se desarrollarán los contenidos técnicos de las conclusiones extraídas en el **apartado 6.2 Canales, del informe técnico 6 "Aspectos de Ingeniería" del ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE".**

En términos generales, el sector de riego del estero Quilmo, se ubica en la zona centro-sur del país, en la depresión de los valles interiores, dentro de la región del BíoBío.

El área de interés presenta un clima mediterráneo cálido según la Dirección Meteorológica de Chile, con una precipitación que fluctúa entre 800-900 mm/año, siendo imprescindible el riego para obtener producciones agrícolas interesantes en este clima, ya que el potencial de evaporación durante los meses de verano excede la lluvia, entre 200 y 500 mm.

En la siguiente figura se identifica la zona de inundación y la zona que se beneficiaría del riego.

Figura 1-1. Mapa de ubicación general del estudio en el sector de Quilmo.



Los aspectos que se analizaron fueron entre otros los siguientes:

- Análisis del trazado. Movimiento de tierras resultantes. Justificación de la solución adoptada.
- Análisis de los caudales de diseño.
- Estudio del condicionante del revestimiento.
- Diseño de los canales.

- Estudio de los pasos especiales.
- Comprobación del modelo mediante la herramienta HEC-RAS.

1.1. OBJETIVO

El objetivo del presente apartado es determinar el costo y diseños de la red de riego proyectada, evaluando el costo asociado a la red de canales trasvases y matrices, indicando las obras de arte necesarias para cruzar quebradas o caminos, a lo largo de los trazados.

1.2. ALCANCE DEL ESTUDIO

En concordancia a los términos de referencia el diseño preliminar de las obras tiene el fin de determinar los costos asociados a cada escenario de proyecto que se plantee. Para lo anterior se utilizó toda la información obtenida en estudios básicos, prospecciones en terreno y ensayos, así como la bibliografía disponible. No se plantea como objetivo del estudio el diseño particular de las bocatomas u obras de artes indicadas en los trazados. Para la estimación de los costos de estas obras, se utilizaran obras de artes cubicadas en proyectos con características y envergadura similares, ancho del canal y caudales, actualizando los costos a los precios unitarios del presente estudio.

En terreno, se constató que no existe organización de usuario, siendo el área de estudio de secano, existiendo algunos propietarios con derechos del estero Quilmo.

1.3. ALTERNATIVAS Y SECTORES ESTUDIADOS

El área de estudio tiene una superficie de 671,11 hectáreas, de las cuales 586,20 ha son de superficie neta regable, considerándose toda ella un mismo sector desde el punto de vista agroeconómico, además de por su situación geográfica.

2. FACTIBILIDAD DE LA RED. ANÁLISIS DEL TRAZADO.

La red de canales propuesta para el suministro de agua en el actual estudio cuenta de 2 canales. Dentro de los criterios principales que se han tenido en cuenta a la hora de diseñar el trazado de los canales, cabe destacar dos:

- Poder dar agua por gravedad desde la presa. Ajustándose el canal a las curvas de nivel, debido a los importantes desniveles que existen. Esto además trae la ventaja añadida de reducir y compensar los volúmenes de tierra de desmonte y terraplén.
- En segundo lugar se ha establecido como criterio, que ninguno de los predios quede alejado más allá 500 m. De esta forma se asegura el abastecimiento a los diferentes cultivos.

2.1. CANALES MATRICES

Se definieron dos canales matrices que parten del embalse, cada uno por un margen del estero Quilmo, y dos canales derivados que parte del canal matriz izquierdo.

Los canales matrices de riego se denominan Canal de la Margen Derecha del cauce del estero Quilmo y el segundo trazado, Canal de la Margen Izquierda, a la izquierda del cauce del estero Quilmo.

Ambos canales se proyectaron siguiendo los siguientes criterios generales:

- Maximizar el área de riego bajo la cota de los canales.
- Optimización del trazado.
- Minimizar los servicios afectados y las expropiaciones.
- Minimizar los costos de construcción.

2.1.1. CANAL MATRIZ MARGEN IZQUIERDA

El **Canal Margen Izquierda (CMI)**, tiene una longitud aproximada de 20,9 Km, comenzando aguas abajo de la presa Quilmo en la ladera sur del estero Quilmo.

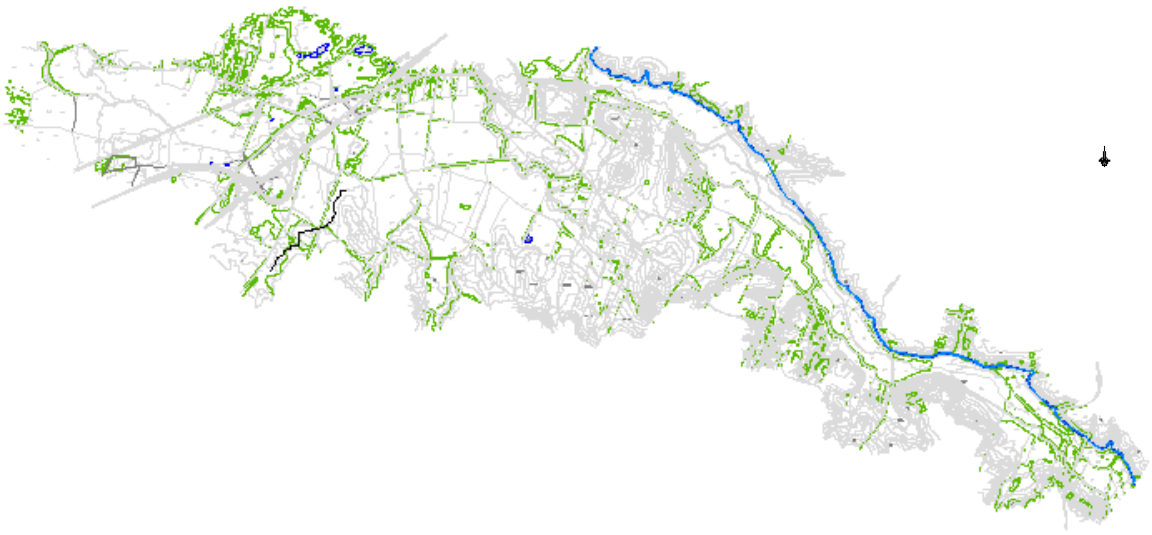
Figura 2-2. Canal de la Margen Izquierda



2.1.2. CANAL MATRIZ MARGEN DERECHA

El segundo canal, situado más al norte, al otro lado de la ribera, se **denomina Canal de la Margen Derecha (CMD)**. Como su nombre indica, discurre de forma análoga y casi paralela al estero, aunque su longitud es mucho menor, siendo ésta aproximadamente de 7,4 Km, comenzando aguas abajo de la presa Quilmo en la ladera norte del estero Quilmo.

Figura 2-3. Canal de la Margen Derecha



2.2. CANALES DERIVADOS

Se han diseñado dos canales derivados CD_1 y CD_2. Con el objetivo de dar agua a los predios más alejados del canal principal, manteniendo la premisa de no mantener un predio a más de 500 m de distancia de la posible bocatoma en el mismo.

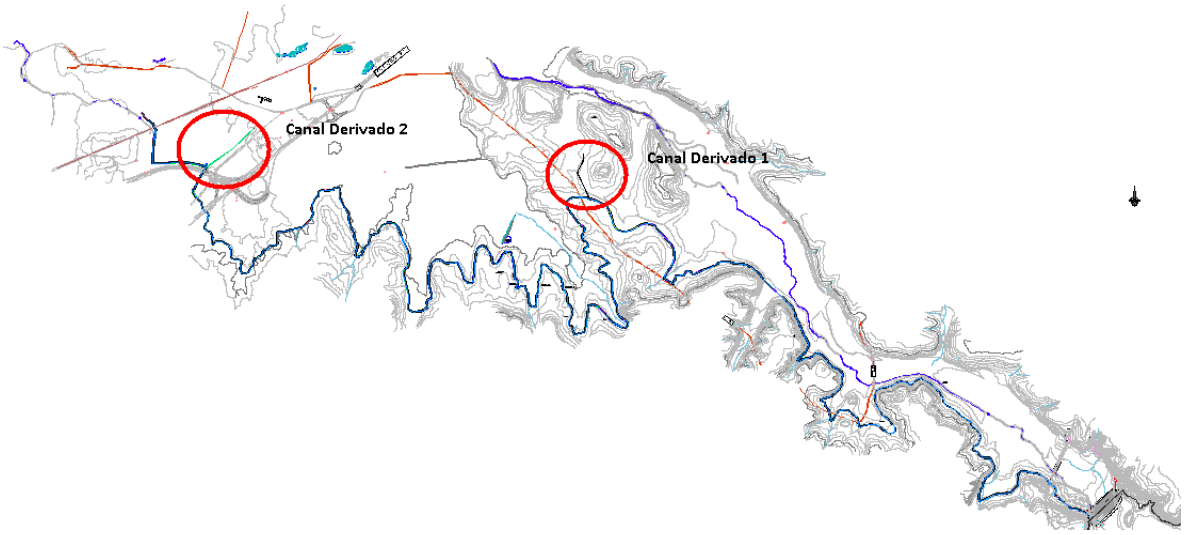
Los criterios generales de diseño han sido los mismos que se han utilizado para el diseño de los dos canales matrices.

Los dos canales parten del Canal matriz de la Margen Izquierda, y que distribuyen el agua hacia la zona central del estudio cercana al estero entre el canal matriz y el estero y hacia la zona agrícola existente al oeste después del cruce del canal de la margen izquierda con la autovía panamericana.

Los canales de derivados son los siguientes:

- CD_1: Se inicia en el PK 8+925 del CMI, con una longitud de 440 m
- CD_2: Se inicia en el PK 19+900 del CMI, con una longitud de 557 m.

Figura 2-4. Canales derivados 1 y 2.



2.3. CRITERIOS DE DISEÑO

2.3.1. Sectorización Geotécnica

De acuerdo a los antecedentes geotécnicos generales levantados en el área de estudio, así como de la información obtenida a partir de las calicatas efectuadas en la zona del proyecto, se realizó una sectorización de los canales matrices y derivados que fueron proyectados. El detalle de la sectorización se consigna en la siguiente tabla:

Tabla 2-1. Sectorización geotécnica.

Canal	Taludes del Canal	Taludes de Terraplén	Recomendación Revestimiento	Recomendación Drenaje
Canal MD	1H : 2V	3H : 2V	SI	SI
Canal MI T1	1H : 2V	3H : 2V	SI	SI
Canal MI T2	2H : 3V	3H : 2V	SI	SI
Derivado 1	2H : 3V	3H : 2V	SI	SI
Derivado 2	2H : 3V	3H : 2V	SI	SI

Como elemento de protección de los canales matrices se proyectó en algunos tramos un sistema de drenaje longitudinal mediante cunetas y drenajes transversales.

2.3.2. Revestimiento de Canales y Sifones

La decisión de revestir o no la red de canales del proyecto ha sido un resultado de un estudio de alternativas que se ha confeccionado al respecto.

Esta decisión ha sido de fundamental importancia para la selección del trazado óptimo y de los costos de dicha red de canales.

Existen varios beneficios evidentes de revestir el canal. Los principales beneficios de revestir o no el canal son los siguientes:

- El polietileno de alta densidad, por tener un coeficiente de rugosidad de Manning inferior al de los canales de tierra, permite trazar canales con pendientes menores, pero a velocidades similares.
- Las pérdidas por infiltración pueden despreciarse en los canales revestidos cuando estos se comparan con los canales sin revestir.
- Los canales de tierra tienen mayores problemas por el crecimiento de vegetación.
- Los canales sin revestir que llevan aguas cargadas de limo a una velocidad relativamente baja, tienden a sellarse a través del tiempo debido al depósito del sedimento. Sin embargo, el sedimento de fondo tiene a socavarse con el paso del agua relativamente clara, como es el caso del agua efluente de un embalse, el que actúa como un gran sedimentador.
- Los costos y facilidades de ejecución de una canal sin revestir son bastante menores que los de un canal con lámina de polietileno de alta densidad.
- Los costos de mantenimiento pueden ser similares entre canales revestidos y no revestidos.

Figura 3-5. Ejemplo de canal de tierra con revestimiento de PEAD



Como primera alternativa se propuso, conforme a la información geotécnica recopilada en el área de estudio, se consideró que los todos canales de trasvase fueran diseñados con revestimiento de

lámina de polietileno de alta densidad (PEAD), debido al grado de infiltración que presenta parte de los suelos existentes y de restos de disgregación de rocas.

La segunda alternativa propuesta desde CNR al equipo redactor de este proyecto, fue la eliminación del revestimiento de los canales, proponiéndose realizarlos con sección desnuda.

La rentabilidad tan baja que se ha detectado en este proyecto, pasó en cualquier caso por contemplar la segunda alternativa de ejecutar los canales sin revestimiento. Siendo finalmente la opción que se tomó para incluir en el proyecto.

2.3.3. Velocidades Admisibles

Se adoptaron las velocidades recomendadas que se exponen en la siguiente tabla:

Tabla 2-2. Velocidades Máximas Permisibles de Canales

Tipo de terreno.	v (m/s)
Roca sana	4,5
Conglomerados firmes	2,5
Toscas	2,5
Ripios bien conglomerados	2,0
Arcillas	1,0
Trumaos	0,7
Arenas	0,5
Revestimientos de hormigones	6,0
Revestimientos de suelo-cemento	3,0

2.3.4. Pérdidas De Carga Hidráulica

2.3.4.1. Canales abiertos

Para el cálculo de las pérdidas de carga por roce en flujos gravitacionales en canales abiertos, se utilizó la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

V velocidad del flujo (m/s)

R radio hidráulico (m)

J pérdida friccional unitaria (m/m)

n coeficiente de rugosidad de Manning

2.3.4.2. Conductos cerrados (sifones)

Para estimar las pérdidas de carga por roce a lo largo de conductos cerrados a sección llena se utilizó la ecuación de Hazen-Williams.

$$hf_{[m]} = 10{,}67 \cdot \left(\frac{Q_{[m^3/s]}}{C}\right)^{1{,}852} \frac{L_{[m]}}{D_{[m]}^{4{,}87}}$$

Dónde:

h_f Pérdida de carga (m)
C Factor de Hazen-Williams (adimensional)
Q Caudal (m^3/s)
D Diámetro de la tubería (m)
L Longitud de tramo (m)

El factor de fricción C se obtiene de las tablas:

Tabla 2-3. Coeficiente de Fricción

Material	Coeficiente de Fricción de Hazen-Williams C
Hierro Fundido Sin recubrimiento Interno	130
Acero Sin Recubrimiento Interno	120
PVC, PEAD	150
Acero Galvanizado	120
Hormigón (Superficie Rugosa)	120
Hormigón Centrifugado	130
Hierro Fundido Sin recubrimiento Interno	130
Acero Sin Recubrimiento Interno	120
PVC, PEAD	150

Para el cálculo de pérdidas de carga singulares en flujos en presión se usó la siguiente expresión:

$$h_s = K \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

K coeficiente de pérdida de carga por efecto de la singularidad.
g Aceleración de gravedad (9,8 m/s^s).

2.3.4.3. Revancha en canales

La revancha de los canales se definió de acuerdo al régimen de escurrimiento esperado en el canal (subcrítico o supercrítico):

a) Escurrimiento Subcrítico: Se proyectaron revanchas equivalentes a un 20% de la altura normal de escurrimiento, con un mínimo de 0,25 m.

b) Escurrimiento Supercrítico: se adoptó para canales supercríticos la revancha mínima de:

$$Revancha = 0{,}61 + 0{,}037 \cdot V_n \cdot \sqrt[3]{y_n}$$

Dónde:

V: Velocidad normal del flujo en el rápido (m/s).
y_n: Altura normal del flujo en el rápido (m).

2.3.4.4. Radios mínimos

Se establece como mínimo un radio de curvatura de canal igual a 5 veces el ancho superficial de la sección mojada del canal.

2.3.4.5. Rugosidad de revestimiento en canales

Se consideró un coeficiente de rugosidad de Manning con los siguientes valores:

- Para la lámina de polietileno n=0,010.
- Para terreno natural n=0,020

2.3.4.6. Sección transversal

En el diseño de los canales matrices se consideró una sección trapecial con un ancho basal constante a lo largo de todo el trazado.

El diseño de los canales derivados se consideró también una sección trapecial con un ancho basal constante a lo largo de todo el trazado.

3. PREDISEÑO DE CANALES.

Se realizó un prediseño de las secciones transversales de los distintos canales y de la pendiente de los mismos en base a los aspectos técnicos expuestos anteriormente, diferenciándose entre:

- Criterios estructurales.
- Criterios hidráulicos.

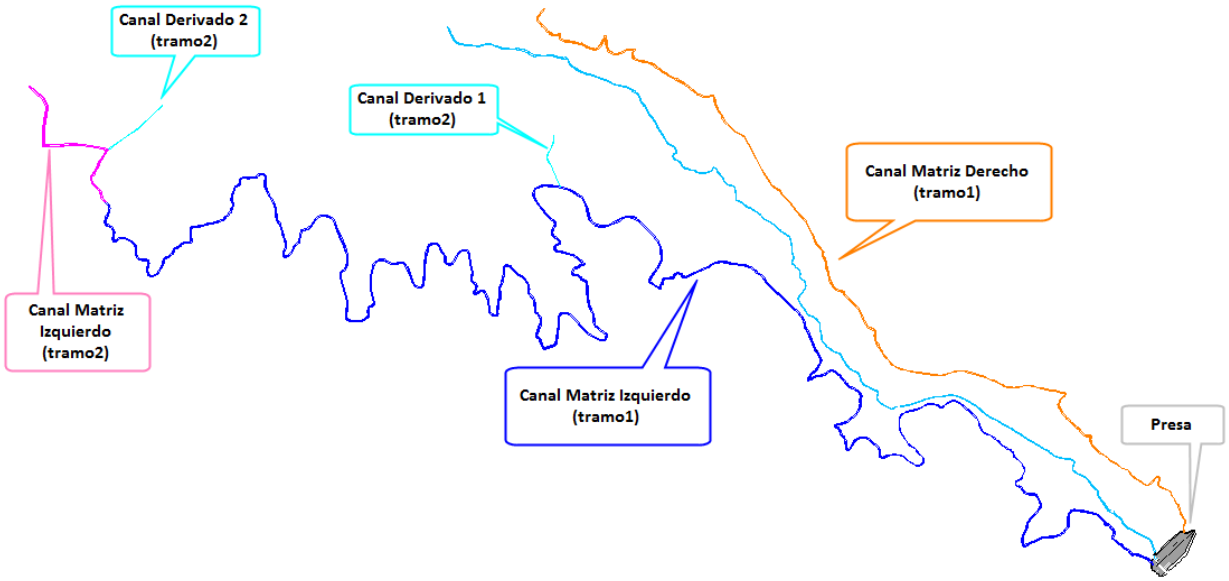
3.1. PREDISEÑO ESTRUCTURAL

Los canales serán construidos en tierra, ya que las características del suelo lo permiten, tendrán una sección trapezoidal con una profundidad no mayor de 2 metros.

Las inclinaciones de los taludes que se han seleccionado son:

- Tramo 1 Canal MD H/V 1/2
- Canal MI se divide en dos tramos, (Tramo 1) desde PK 0+000 H/V1/2, hacía el PK19+500. Una vez pasada la autovía panamericana (19,5 km), (Tramo 2) sería necesario tender los taludes debido a que el estudio geotécnico así lo aconseja. H/V 2/3
- Derivación 1 Canal MI. H/V 2/3
- Derivación 2 Canal MI. H/V 2/3

Figura 2-6. Distribución de tramos.



3.1.1. Secciones Consideradas.

En los análisis se ha considerado una sección trapecial, debida principalmente a la facilidad constructiva, estabilidad de sus taludes y capacidad de porteo.

Las dimensiones de la sección dependerán tanto del caudal conducido, del tipo de material que conforma el revestimiento y de las características del terreno.

El talud óptimo de la canaleta corresponde a dos tipos de secciones, dependiendo de las características del terreno, sobre todo en lo que se refiere a la cercanía de la capa freática.

La inclinación de los taludes considerada, permite aplicarse con y sin revestimiento, se adoptan según valores medios de cada tramo considerado, con el objetivo de reducir costos de excavación y rellenos.

La altura de la sección revestida para un determinado caudal está dada por la suma de la altura de escurrimiento y la revancha correspondiente. La altura del escurrimiento se determinó a través de la ecuación de Manning.

Las revanchas fueron determinadas con un 20% de la altura normal, con un valor mínimo de 25 cm, de acuerdo con las normas de la D.O.H.

Figura 2-7. Tramo 1. CMD y CMI.

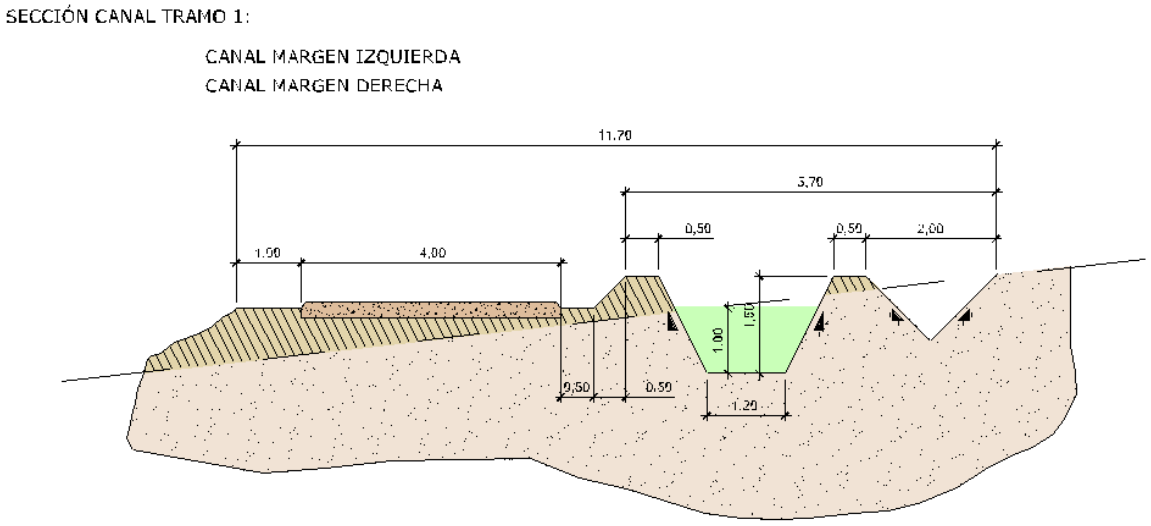


Figura 2-8. Tramo 2. CMI.

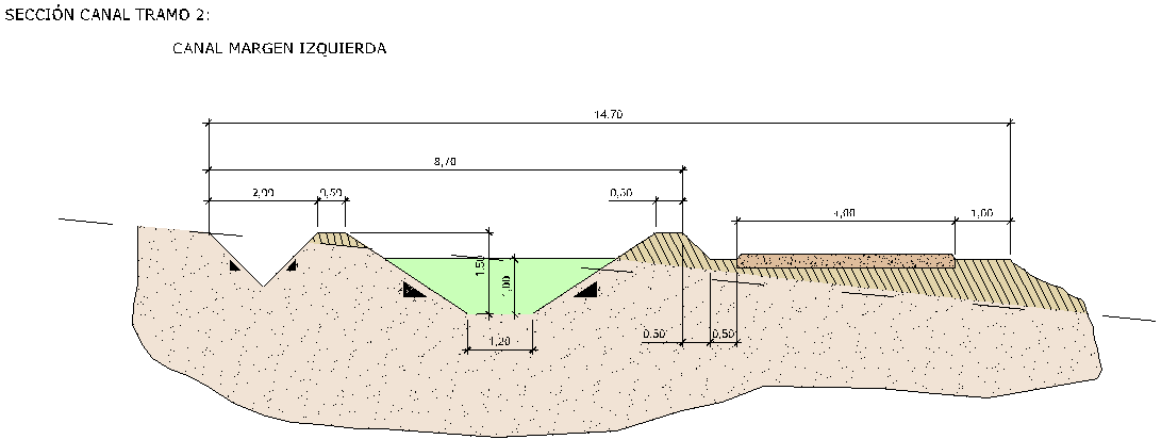
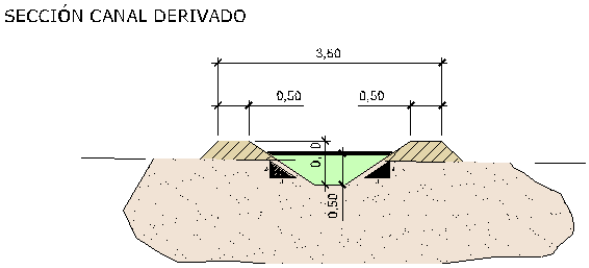


Figura 2-9. Tramo 2. Derivados del CMI.



3.2. PREDISEÑO HIDRÁULICO

A partir de la evaluación de los recursos hídricos disponibles para el embalse, la capacidad de regulación del mismo y las características de los sectores de riego (ubicación, extensión, demandas, etc), se han planteado los caudales teniendo en cuenta una serie de condicionantes.

- Se ha tenido en cuenta las necesidades para el mes de mayor demanda de riego.
- Se ha tenido en cuenta las pérdidas por evaporación e infiltración.
- Tiempos de riego de 12 horas días, con riego simultáneos a todos los esteros.

Tabla 2-4. Caudales para el diseño de los canales.

CULTIVO	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Anual	
Trigo invierno	10,390.37	32,769.87	45,128.55	26,903.33				115,192.12	m3
Papa		4,213.18	24,587.21	30,225.75	27,302.39	10,113.05		96,441.59	m3
Poroto		8,298.79	24,175.29	36,798.88	28,126.25	13,854.95		111,254.16	m3
Remolacha	1,543.06	34,440.01	40,494.82	46,000.61	32,015.34	9,282.80		163,776.65	
Tomate	4,182.42	38,108.05	56,644.60	52,897.00	37,647.30			189,479.37	
Lechuga		20,359.22	45,837.37	58,333.97	40,820.38	11,592.23		176,943.16	
Espárrago		36,990.33	53,003.88	53,505.69	49,789.15			193,289.05	
Melón		8,461.13	32,939.23	52,523.51	48,938.29	15,864.61		158,726.77	
Otras hortícolas		18,764.26	42,246.42	53,764.02	37,622.47	10,684.08		163,081.25	
Arándanos		21,922.91	56,649.86	65,141.46	41,038.80	3,449.96		188,202.98	
Cerezo		13,465.91	41,277.79	63,499.31	59,184.14	20,281.86		197,709.01	
Frambuesa		18,764.26	48,487.75	55,755.88	35,125.94	2,952.89		161,086.71	
Avellano		21,579.94	52,167.67	61,062.12	44,338.04	14,245.44		193,393.21	
Nogal		31,897.14	68,811.21	78,767.51	73,464.25	29,364.22		282,304.34	
Vid vinifera		16,739.89	43,256.70	49,740.72	40,802.00	18,727.61		169,266.92	
Pastos		32,955.44	52,533.43	61,076.20	56,872.97	32,513.15	2,389.53	238,340.72	
TOTALES	**16,115.84**	**359,730.34**	**728,241.79**	**845,995.98**	**653,087.71**	**192,926.85**	**2,389.53**	**2,798,488.03**	**m3**
Alimentación ganado								11,515.52	m3
TOTAL								2,810,003.55	m3
Perdidas en canales (25%)	4,028.96	89,932.59	182,060.45	211,498.99	163,271.93	48,231.71	597.38	699,622.01	m3
TOTAL	**20,144.81**	**449,662.93**	**910,302.24**	**1,057,494.97**	**816,359.63**	**241,158.56**	**2,986.91**	**3,509,625.56**	**m3**
TOTAL	**0.02**	**0.45**	**0.91**	**1.06**	**0.82**	**0.24**	**0.00**	**3.51**	**Hm3**

Se ha planteado una demanda total de 1,057,494.97 m3, para el riego de 586.20 ha. Lo que supone para un riego de 12 horas días, un caudal de 0.79 m3/s. Se ha contemplado también la posibilidad de regar los predios más alejados del canal principal a partir del canal derivado (que parte del Canal de la Margen izquierda), con un caudal de 0.11 m3/s.

Se evaluó el costo de la red de riego analizando para ello el diseño de canales, tanto matrices como derivados, costo asociado al caudal máximo de diseño definido como el 100%, de la superficie regada del sector único Quilmo. Los caudales considerados permitieron abarcar todo el rango de áreas potencialmente regables a través del embalse asociado a la red.

Para el diseño de la red de distribución de agua, como se ha comentado en el apartado anterior, se han trazado canales en los predios utilizando la mínima pendiente posible, de modo de abarcar la mayor cantidad de zona de riego bajo la cota del canal hasta encontrarse con el rio.

La pendiente del rio es muy baja, lo que implica que la pendiente del canal será aún más baja. Los diseños se han realizado verificando los siguientes criterios hidráulicos:

- La velocidad del canal debe ser mayor que v=0.4 m/s para evitar embancamientos. Se efectuó el cálculo de las velocidades en los canales para la condición de la mitad del caudal de diseño. Se intentará que la velocidad esté en el entorno de 1 m/s.
- La energía normal (En) debe ser 10% mayor que la energía crítica (Ec) del flujo. Esto es En/Ec>1,10.
- La pendiente de diseño de los canales se ha considerado de i=1/1000
- La rugosidad del canal, al ser estos de tierra, se ha considerado de n=0.020.

- Se ha considerado una sección trapezoidal, con los taludes descritos en el punto anterior.
- Se ha considerado el ancho basal de b=1,2 m de la sección trapezoidal.
- Se ha verificado que el número de Froude sea F<1,0 para un régimen sub-crítico. HECRAS

Para el cálculo de las pérdidas de carga por roce en flujos gravitacionales en canales abiertos, se utilizó la fórmula de Manning

A continuación se exponen los cálculos hidráulicos previos a la modelización con Hec-Ras de los canales matrices y derivados.

En ellos se pueden observar las secciones que se han propuesto para cada tramo y tipo de canal, los caudales máximos a transportar y las revanchas resultantes. Siendo las secciones propuestas para cada tramo, suficientes para trasegar los caudales necesarios con las revanchas propuestas.

Se exponen los cálculos destacando la altura de la lámina de agua que se produce en la sección predimensionada.

3.2.1. Tramo 01 Canal Margen Derecha. H/V 1/2.

Los parámetros de inicio del cálculo son los siguientes:

Ancho base (m)	Calado máximo (m)	Resguardo mínimo (m)	Taludes (H/V)	Sup total (m^2)	Manning	Pendiente (m/m)
1,20	1,00	0,50	0,50	2.925	0,020	0,0010

Los resultados son los siguientes:

Calado (m)	Superficie mojada (m^2)	Perímetro mojado (m)	R_H (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m^3/s)	Área drenada (ha)
0.050	0.061	1.312	0.047	0.205	0.013	4.2
0.100	0.125	1.424	0.088	0.312	0.039	13.0
0.150	0.191	1.535	0.125	0.394	0.075	25.1
0.200	0.260	1.647	0.158	0.462	0.120	40.0
0.250	0.331	1.759	0.188	0.519	0.172	57.4
0.300	0.405	1.871	0.216	0.570	0.231	77.0
0.350	0.481	1.983	0.243	0.615	0.296	98.7
0.400	0.560	2.094	0.267	0.656	0.367	122.5

Calado (m)	Superficie mojada (m^2)	Perímetro mojado (m)	R_H (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m^3/s)	Área drenada (ha)
0.450	0.641	2.206	0.291	0.694	0.445	148.3
0.500	0.725	2.318	0.313	0.729	0.528	176.1
0.550	0.811	2.430	0.334	0.761	0.617	205.8
0.600	0.900	2.542	0.354	0.791	0.712	237.4
0.650	0.991	2.653	0.374	0.820	0.813	271.0
0.700	1.085	2.765	0.392	0.847	0.919	306.5
0.750	1.181	2.877	0.411	0.873	1.032	343.9
0.800	1.280	2.989	0.428	0.898	1.150	383.3
0.850	1.381	3.101	0.445	0.922	1.274	424.6
0.900	1.485	3.212	0.462	0.945	1.404	467.9
0.950	1.591	3.324	0.479	0.968	1.540	513.2
1.000	1.700	3.436	0.495	0.989	1.681	560.5
1.050	1.811	3.548	0.511	1.010	1.829	609.8
1.100	1.925	3.660	0.526	1.030	1.983	661.1
1.150	2.041	3.771	0.541	1.050	2.143	714.5
1.200	2.160	3.883	0.556	1.069	2.310	770.0
1.250	2.281	3.995	0.571	1.088	2.483	827.5

3.2.2. Tramo 01 Canal Margen Izquierda H/V 1/2.

Los parámetros de inicio del cálculo son los siguientes:

Ancho base (m)	Calado máximo (m)	Resguardo mínimo (m)	Taludes (H/V)	Sup total (m^2)	Manning	Pendiente (m/m)
1,20	1,00	0,50	0,50	2.925	0,020	0,0010

Los resultados son los siguientes:

Calado (m)	Superficie mojada (m^2)	Perímetro mojado (m)	R_H (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m^3/s)	Área drenada (ha)
0.050	0.061	1.312	0.047	0.205	0.013	4.2
0.100	0.125	1.424	0.088	0.312	0.039	13.0
0.150	0.191	1.535	0.125	0.394	0.075	25.1
0.200	0.260	1.647	0.158	0.462	0.120	40.0
0.250	0.331	1.759	0.188	0.519	0.172	57.4
0.300	0.405	1.871	0.216	0.570	0.231	77.0
0.350	0.481	1.983	0.243	0.615	0.296	98.7
0.400	0.560	2.094	0.267	0.656	0.367	122.5
0.450	0.641	2.206	0.291	0.694	0.445	148.3
0.500	0.725	2.318	0.313	0.729	0.528	176.1
0.550	0.811	2.430	0.334	0.761	0.617	205.8
0.600	0.900	2.542	0.354	0.791	0.712	237.4
0.650	0.991	2.653	0.374	0.820	0.813	271.0
0.700	1.085	2.765	0.392	0.847	0.919	306.5
0.750	1.181	2.877	0.411	0.873	1.032	343.9
0.800	1.280	2.989	0.428	0.898	1.150	383.3
0.850	1.381	3.101	0.445	0.922	1.274	424.6
0.900	1.485	3.212	0.462	0.945	1.404	467.9
0.950	1.591	3.324	0.479	0.968	1.540	513.2
1.000	1.700	3.436	0.495	0.989	1.681	560.5
1.050	1.811	3.548	0.511	1.010	1.829	609.8
1.100	1.925	3.660	0.526	1.030	1.983	661.1
1.150	2.041	3.771	0.541	1.050	2.143	714.5
1.200	2.160	3.883	0.556	1.069	2.310	770.0
1.250	2.281	3.995	0.571	1.088	2.483	827.5

3.2.3. Tramo 02 Canal Margen Izquierda H/V 2/3.

Los parámetros de inicio del cálculo son los siguientes:

Ancho base (m)	Calado máximo (m)	Resguardo mínimo (m)	Taludes (H/V)	Sup total (m^2)	Manning	Pendiente (m/m)
1,20	1,00	0,50	0.667	3.300	0,020	0,0010

Los resultados son los siguientes:

Calado (m)	Superficie mojada (m^2)	Perímetro mojado (m)	R_H (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m^3/s)	Área drenada (ha)
0.050	0.062	1.320	0.047	0.205	0.013	4.2
0.100	0.127	1.440	0.088	0.313	0.040	13.2
0.150	0.195	1.561	0.125	0.395	0.077	25.7
0.200	0.267	1.681	0.159	0.463	0.124	41.2
0.250	0.342	1.801	0.190	0.522	0.178	59.5
0.300	0.420	1.921	0.219	0.574	0.241	80.3
0.350	0.502	2.041	0.246	0.620	0.311	103.7
0.400	0.587	2.161	0.271	0.663	0.389	129.6
0.450	0.675	2.282	0.296	0.702	0.474	158.0
0.500	0.767	2.402	0.319	0.738	0.566	188.7
0.550	0.862	2.522	0.342	0.773	0.666	221.9
0.600	0.960	2.642	0.363	0.805	0.773	257.6
0.650	1.062	2.762	0.384	0.836	0.887	295.8
0.700	1.167	2.883	0.405	0.865	1.009	336.4
0.750	1.275	3.003	0.425	0.893	1.139	379.6
0.800	1.387	3.123	0.444	0.920	1.276	425.4
0.850	1.502	3.243	0.463	0.946	1.421	473.7
0.900	1.620	3.363	0.482	0.972	1.574	524.6
0.950	1.742	3.484	0.500	0.996	1.735	578.2
1.000	1.867	3.604	0.518	1.020	1.904	634.5
1.050	1.995	3.724	0.536	1.043	2.081	693.6
1.100	2.127	3.844	0.553	1.066	2.266	755.4
1.150	2.262	3.964	0.571	1.088	2.460	820.0
1.200	2.400	4.084	0.588	1.109	2.662	887.4
1.250	2.542	4.205	0.604	1.130	2.873	957.7

3.2.4. Tramos Derivaciones Canal Margen Izquierda H/V 2/3.

Los parámetros de inicio del cálculo son los siguientes:

Ancho base (m)	Calado máximo (m)	Resguardo mínimo (m)	Taludes (H/V)	Sup total (m^2)	Manning	Pendiente (m/m)
0,50	0,50	0,20	0,667	0.677	0,020	0,0010

Los resultados son los siguientes:

Calado (m)	Superficie mojada (m^2)	Perímetro mojado (m)	R_H (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m^3/s)	Área drenada (ha)
0.050	0.027	0.620	0.043	0.194	0.005	1.7
0.100	0.057	0.740	0.077	0.285	0.016	5.4
0.150	0.090	0.861	0.105	0.351	0.032	10.5
0.200	0.127	0.981	0.129	0.404	0.051	17.1
0.250	0.167	1.101	0.151	0.449	0.075	25.0
0.300	0.210	1.221	0.172	0.489	0.103	34.2
0.350	0.257	1.341	0.191	0.525	0.135	44.9
0.400	0.307	1.461	0.210	0.558	0.171	57.1
0.450	0.360	1.582	0.228	0.589	0.212	70.7
0.500	0.417	1.702	0.245	0.619	0.258	85.9
0.550	0.477	1.822	0.262	0.647	0.308	102.8
0.600	0.540	1.942	0.278	0.674	0.364	121.2
0.650	0.607	2.062	0.294	0.699	0.424	141.4
0.700	0.677	2.183	0.310	0.724	0.490	163.4
0.750	0.750	2.303	0.326	0.748	0.561	187.1
0.800	0.827	2.423	0.341	0.772	0.638	212.7
0.850	0.907	2.543	0.357	0.795	0.721	240.3
0.900	0.990	2.663	0.372	0.817	0.809	269.7
0.950	1.077	2.784	0.387	0.839	0.904	301.2
1.000	1.167	2.904	0.402	0.861	1.004	334.8
1.050	1.260	3.024	0.417	0.882	1.111	370.5
1.100	1.357	3.144	0.432	0.903	1.225	408.3
1.150	1.457	3.264	0.446	0.923	1.345	448.3
1.200	1.560	3.384	0.461	0.943	1.472	490.6
1.250	1.667	3.505	0.476	0.963	1.606	535.2

Una vez realizado el dimensionamiento hidráulico de los canales con la formulación propuesta, se ha realizado una profundización de éste dimensionamiento, mediante el modelo matemático HEC-RAS que se expone en el apartado 4 del presente anexo.

4. MODELIZACIÓN EN HEC-RAS

4.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se realiza una comprobación del cálculo hidráulico de los canales.

El estudio se realiza con los datos especificados anteriormente, y usando como base los datos de los perfiles transversales y longitudinales extraídos del estudio de tierras del presente informe.

Para la caracterización geométrica de los cauces se parte de la restitución aerofotogramétrica a escala 1:10.000 obtenida en los trabajos de topografía de la Etapa 4 del presente proyecto.

4.2. BASES DEL MODELO

El modelo hidráulico empleado está formado básicamente de dos componentes:

- Modelo geométrico. Incorpora las características geométricas del cauce y de las infraestructuras, definiéndolas a través de perfiles transversales.
- Parámetros hidráulicos y condiciones de contorno. Incorporan al modelo las características hidráulicas y define el comportamiento del flujo a través del paso por cada una de las secciones transversales.

Partiendo de las secciones definidas anteriormente, se han tomado las cotas de rasantes en los perfiles longitudinales, para generar las secciones que se han introducido en el Hec Ras, siendo dos secciones inmediatamente aguas arriba y aguas debajo de donde se localiza cada sifón. En total se han generado 24 secciones en el canal de la margen izquierda y 10 en el canal de la margen derecha, siendo dos secciones por cada sifón y otras dos de inicio y final del canal. El resto de secciones se han interpolado. De esta forma se mantienen las pendientes del 1 por mil del canal propuesto.

4.2.1. Estudio del modelo geométrico. Canal de la Margen Izquierda.

Las pendientes estudiadas son del 1/1000 variando la cota desde la 91.05 hasta la 70.13.

A continuación se exponen una relación de las secciones que se han introducido en el Hec Ras y que han servido de base geométrica para el modelo.

Tabla 4-5. Secciones del CMI.

HITO	HEC RAS CULVERT	PK	HEC RAS SECCION	LONGITUD (m)	COTA RASANTE	COTA CORONACION
INCIO CANAL	---	0+000	24	---	91.05	92.55
		0+530	23		90.517	92.017
SIFÓN 1	22.5	0+545	22	15	90.502	92.002
		2+190	21		88.87	90.37
SIFÓN 2	20.5	2+195	20	15	88.85	90.35

HITO	HEC RAS CULVERT	PK	HEC RAS SECCION	LONGITUD (m)	COTA RASANTE	COTA CORONACION
		4+200	19		86.88	88.38
SIFÓN 3	18.5	4+215	18	15	86.86	88.36
		4+450	17		86.6	88.1
SIFÓN 4	16.5	4+465	16	15	86.58	88.08
		4+620	15		86.44	87.94
SIFÓN 5	14.5	4+635	14	15	86.42	87.92
		6+300	13		84.81	86.31
SIFÓN 6	12.5	6+500	12	200	84.48	85.98
		9+000	11		82.05	83.55
SIFÓN 7	10.5	9+015	10	15	82.03	83.53
		19+420	9		71.6	73.1
SIFÓN 8	8.5	19+480	8	60	71.5	73
		19+560	7		71.45	72.95
SIFÓN 9	6.5	19+600	6	40	71.41	72.91
		19+820	5		71.27	72.77
SIFÓN 10	4.5	19+900	4	80	71.15	72.65
		20+700	3		70.37	71.87
SIFÓN 11	2.5	20+780	2	80	70.22	71.72
FINAL CANAL	---	20+900	1	---	70.137	71.637

Figura 6-10. Geometría Canal Margen Izquierda.

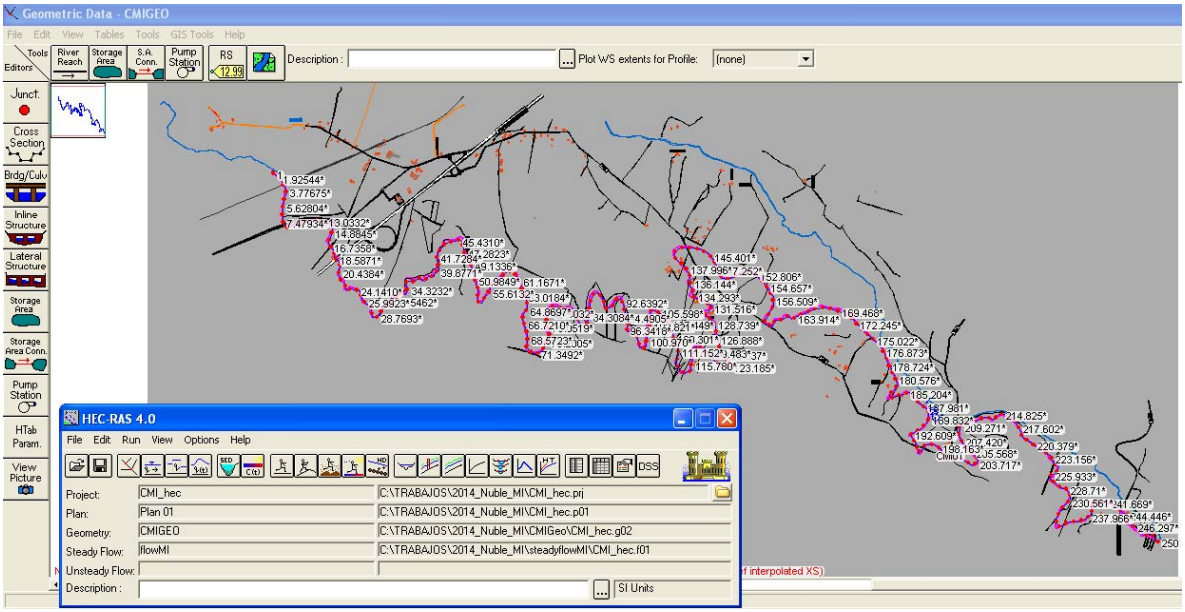
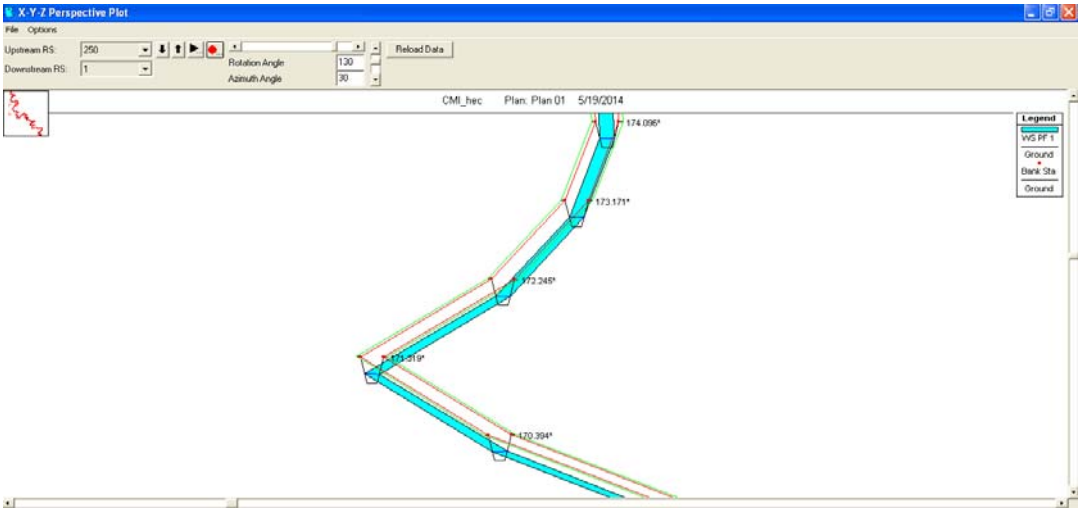


Figura 6-11. Detalle del trazado del canal de la margen izquierda.



4.2.2. Estudio del modelo geométrico. Canal de la Margen Derecha.

Las pendientes estudiadas son del 1/1000 variando la cota desde la 90.83 hasta la 82.79

Siguiendo el mismo patrón definido en la margen izquierda, a continuación se exponen una relación de las secciones que se han introducido en el Hec Ras y que han servido de base geométrica para el modelo.

Tabla 4-6. Secciones del CMD.

HITO	HEC RAS CULVERT	PK	HEC RAS SECCION	LONGITUD (m)	COTA RASANTE	COTA CORONACION
INCIO CANAL	---	0+000	7470	---	90.83	92.33
		0+800	149		90.058	91.558
SIFÓN 1	22.5	0+830	148	30	89.98	91.48
		2+300	147		88.54	90.04
SIFÓN 2	20.5	2+450	146	15	88.143	89.643
		3+100	145		87.5	89
SIFÓN 3	18.5	3+150	144	15	87.4	88.9
		5+000	143		85.6	87.1
SIFÓN 4	16.5	5+150	142	15	85.1	86.6
FINAL CANAL	---	7+470	1	---	82.79	84.29

Figura 6-12. Geometría Canal Margen Derecha.

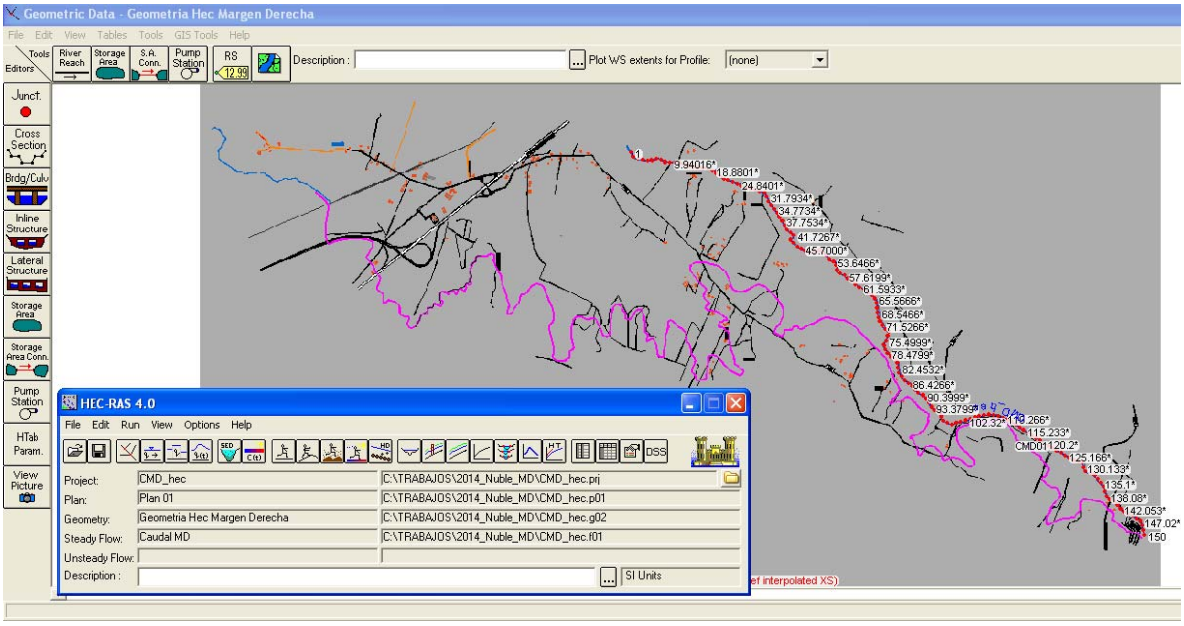
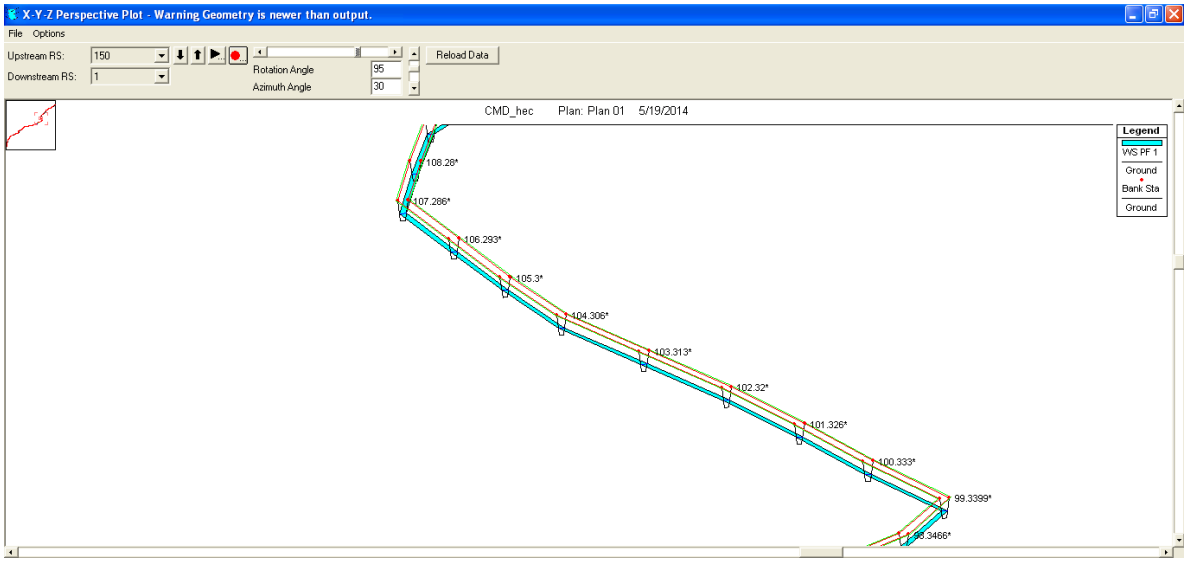


Figura 6-13. Detalle del trazado del canal de la margen derecha.

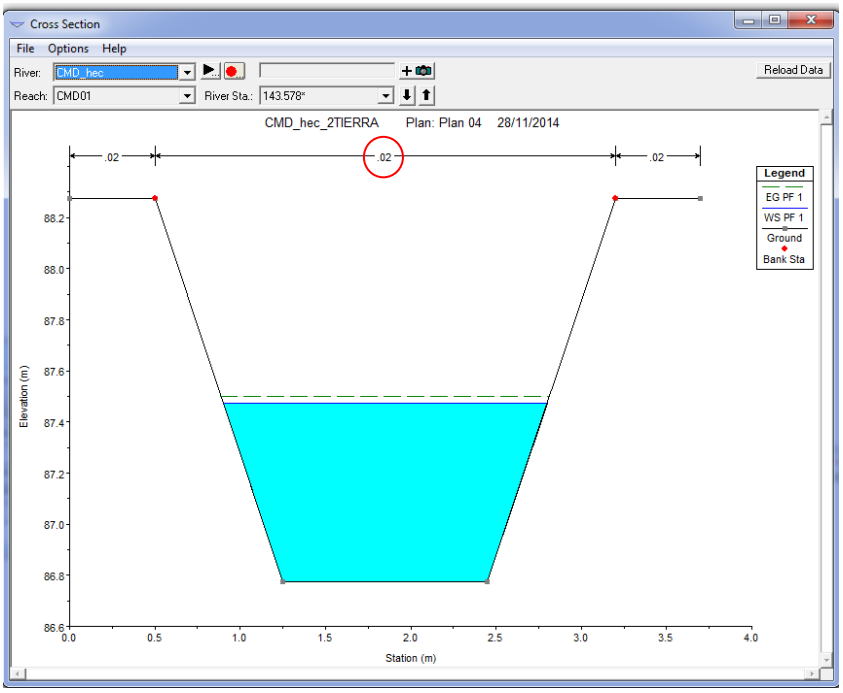


4.2.3. Parámetros Hidráulicos.

4.2.3.1. Coeficiente de rugosidad de Manning.

A la hora de establecer la rugosidad del canal, representada por el nº de Manning, cada sección transversal se ha contemplado tanto por su zona horizontal, como por sus taludes, un coeficiente de Manning establecido del 0.02 para un recubrimiento de PEAD.

Figura 6-14. Coeficiente de rugosidad de Manning en las secciones tipo



4.2.3.2. Coeficiente de contracción-expansión.

Las pérdidas entre perfiles debidas a la contracción y expansión del flujo se determinan mediante cálculos iterativos. La ecuación de Manning se usa para calcular las pérdidas por rozamiento, y las demás pérdidas son descritas en términos de coeficientes que afectan al valor absoluto del cambio de velocidad entre dos perfiles consecutivos. Cuando la velocidad aumenta en sentido hacia aguas abajo, se usa un coeficiente de contracción, y cuando la velocidad disminuye en el mismo sentido, se usa un coeficiente de expansión.

Los coeficientes de contracción y expansión son usados para calcular las pérdidas de energía asociadas con cambios en la forma de los perfiles de las secciones, en este caso, del canal, que será el área de flujo computable. Las pérdidas debidas a la expansión del flujo son mayores, normalmente, que las pérdidas por contracción, y las pérdidas de transiciones cortas y bruscas son mayores que las pérdidas de transiciones graduales.

Para el tramo en estudio se ha considerado para todos los perfiles un valor de 0,1 y 0,3 para el coeficiente de contracción y expansión respectivamente.

4.2.3.3. Condiciones de contorno.

Para el correcto funcionamiento del programa a la hora de ejecutarlo, es necesario introducir una condición de contorno que inicie el proceso iterativo en el cálculo.

Para ello, el programa contempla varias alternativas, de entre las cuales, según se posean datos o no, se elegirá la más idónea:

- Cota conocida en el perfil situado más aguas abajo.
- Pendiente media del tramo.
- Cálculo para el calado crítico.
- Curva altura/caudal en el perfil situado más aguas abajo.

Para los canales de riego, la mejor opción para definir el comportamiento del cauce, es la introducción de las pendientes medias del tramo aguas arriba y aguas abajo respectivamente. Este caso en particular, las pendientes tiene un valor de 0.001 para todo el trazado, extraídas las cotas de coronación de canal y de solera del estudio de tierras (Perfiles longitudinales y transversales).

4.3. CONCLUSIONES.

Dada el importante número de perfiles considerados para cada uno de los dos canales modelizados, en los Anexos G.2.1 y G.2.2 se expone un resumen de los datos generados, en forma de listados de cálculo y secciones transversales, considerando las siguientes variables:

- Calado medio alcanzado. Índica el calado medio en el tramo, y se estima como la media del calado alcanzado en cada perfil transversal.
- Calado máximo local alcanzado. Indica cual es el calado máximo alcanzado en el tramo, estimado a partir del perfil cuyo calado es el más desfavorable.
- Velocidad media del flujo. Índica la velocidad media del flujo en el tramo, y se estima como la media de las velocidades alcanzadas en los perfiles estudiados.
- Velocidad máxima localizada del flujo. Índica la velocidad máxima alcanzada en el perfil más desfavorable del tramo.

Analizando los resultados obtenidos con el modelo hidráulico y extrayendo las variables que resumen el comportamiento de los canales, se llega a las siguientes conclusiones:

1.- Los canales tienen una alta capacidad de transporte, debido principalmente a la homogeneidad de la pendiente.

2.- Las velocidades alcanzadas se corresponden al estudio hidráulico realizado inicialmente.

3.- La altura del calado en las secciones finales del canal permiten regar las zonas colindantes según los criterios establecidos.

Los sifones que se han obtenido en el modelo mediante la herramienta “culverts” han sido los siguientes.

Tabla 4-7. Diámetros de sifones

MARGEN IZQUIERDA	
SIFON	DIAMETRO (mm)
1	600
2	600
3	800
4	800
5	600
6	700
7	600
8	900
9	900
10	700
11	700

MARGEN DERECHA	
SIFON	DIAMETRO (mm)
1	700
2	800
3	700
4	700

Es importante indicar que el modelo Hec Ras permite la introducción de las tuberías sifonadas con la herramienta “culverts”, la cual no te permite bajar la cota de dicho sifón por debajo de la línea del canal. Por otro lado es importante señalar que para que el sifón funcione es imprescindible que la tubería entre en carga, es decir, se complete en su totalidad a sección completa.

Con estas premisas, se observa en la modelización que el flujo del agua discurre a través de toda la traza del canal sin desbordes ni interrupciones del mismo. No obstante, en la realidad se debería acoplar al inicio de cada sifón alguna estructura que recoja el agua que se remanse y permita un llenado completo de la tubería para asegurar su funcionamiento a presión.

5. OBRAS EN LA TRAZA DE LOS CANALES

A lo largo del trazado de los canales proyectados se definieron distintas obras de artes necesarias para dar continuidad a los canales y las carreteras o caminos con los que se cruzan, y el cruce de quebradas, entre otras cuestiones.

Las obras de artes que se proyectaron son:

- Obras de cruce carretera tipo sifón
- Obras de cruce de quebradas tipo sifón o cruce tipo puente sobre el canal o entubado del cauce bajo el canal.

5.1. NECESIDAD DE PASOS ESPECIALES TIPO SIFÓN

A lo largo del trazado de los distintos canales proyectados tienen lugar cruces con infraestructuras existentes que se verán afectadas.

Los servicios afectados que se identificaron fueron los siguientes:

- Cruce de carretera N-59-Q.
- Cruce de carretera N-601.
- Cruce de la Ruta 5 (autopista Panamericana).
- Cruce de la Ruta 152 (autopista del Itata).
- Cruce con cerramiento de predios.

Es por ello que se diseñaron distintas obras tipo para salvar los cruces con algunas de éstas infraestructuras, estando dichas obras tipo representadas en planta en el siguiente plano de planta.

Figura 4-15. Pasos Especiales. Planta general



5.1.1. Hidráulica de los Pasos Especiales.

En el desarrollo del trazado de los canales de la red de canales se contemplan 15 sifones de diferentes longitudes y diámetros.

Las pérdidas friccionales se estimaron según la fórmula de Hazen Williams, mientras que las pérdidas de carga en la salida, entrada y curvas de los sifones según el procedimiento de pérdida de carga secundarias analizando el tipo de codo, embocadura, de la entrada y salida del sifón..

En el caso de las pérdidas por curvas, en los sifones de tubería HDPE, se suponen 4 curvas en cada sifón.

Es importante indicar, que para el cálculo de los sifones se ha tenido en cuenta el caudal proporcional que circula por cada uno de los canales:

Q (Canal MD) 0,237 m3/s

Q (Canal MI) 0,553 m3/s

Para estimar las pérdidas de carga por roce a lo largo de conductos cerrados a sección llena se utilizó la ecuación de Hazen-Williams.

$$hf_{[m]} = 10{,}67 \cdot \left(\frac{Q_{[m^3/s]}}{C}\right)^{1{,}852} \frac{L_{[m]}}{D_{[m]}^{4{,}87}}$$

Dónde:

h_f Pérdida de carga (m)
C Factor de Hazen-Williams (adimensional)
Q Caudal (m^3/s)
D Diámetro de la tubería (m)
L Longitud de tramo (m)

El factor de fricción C se obtiene de las tablas:

Tabla 4-8. Coeficiente de Fricción

Material	**Coeficiente de Fricción de Hazen-Williams** C
Hierro Fundido Sin recubrimiento Interno	130
Acero Sin Recubrimiento Interno	120
PVC, PEAD	150
Acero Galvanizado	120
Hormigón (Superficie Rugosa)	120
Hormigón Centrifugado	130
Hierro Fundido Sin recubrimiento Interno	130
Acero Sin Recubrimiento Interno	120
PVC, PEAD	150

Para el cálculo de pérdidas de carga singulares en flujos en presión se usó la siguiente expresión:

$$h_s = K \frac{v^2}{2g}$$

Dónde:

K coeficiente de pérdida de carga por efecto de la singularidad.
g Aceleración de gravedad (9,8 m/s^s).

5.1.2. Sifones Canal Margen Derecha.

El canal de trazado más corto, tiene un total de cuatro sifones, siendo el sifón c04 el de mayor longitud.

Tabla 4-9. Comprobación pérdida de carga del CMD.

CRUCE MD	P.K.	LONGITUD TOTAL (m)	Q (m3/s)	V canal (m/s)	Diametro sifón (m)	V sifón (m/s)	C (hormigon)	Codo 1 (m)	Codo 2 (m)	Fricción (m)	Codo 3 (m)	Codo 4 (m)	Disp. (m)
C01	0+800	12	0.237	1.015	0.5	1.20703109	130	0.00007	0.00007	0.03168	0.00007	0.00007	0.03196
C02	2+300	125	0.237	1.015	0.5	1.20703109	130	0.00007	0.00007	0.33004	0.00007	0.00007	0.33032
C03	3+100	12	0.237	1.015	0.5	1.20703109	130	0.00007	0.00007	0.03168	0.00007	0.00007	0.03196
C04	5+000	200	0.237	1.015	0.5	1.20703109	130	0.00007	0.00007	0.52806	0.00007	0.00007	0.52834
												Total	0.92259

5.1.3. Sifones Canal Margen Izquierda.

Como era de esperar, los casi 20 km de trazado de la margen izquierda interfieren con bastantes caminos y carreteras, que deben pasarse usándose los sifones como herramienta.

Tabla 4-10. Comprobación pérdida de carga del CMI.

CRUCE MI	P.K.	LONGITUD TOTAL (m)	Q (m3/s)	V canal (m/s)	Diametro sifón (m)	V sifón (m/s)	C (hormigon)	Codo 1 (m)	Codo 2 (m)	Fricción (m)	Codo 3 (m)	Codo 4 (m)	Disp. (m)
C01	0+500	12	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0154	0.0013	0.0013	0.02057
C02	2+150	12	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0154	0.0013	0.0013	0.02057
C03	4+180	12	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0154	0.0013	0.0013	0.02057
C04	4+450	12	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0154	0.0013	0.0013	0.02057
C05	4+650	12	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0154	0.0013	0.0013	0.02057
C06	6+300	244	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.3135	0.0013	0.0013	0.31867
C07	9+000	12	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0154	0.0013	0.0013	0.02057
C08	19+400	60	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0771	0.0013	0.0013	0.08225
C09	19+550	40	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.0514	0.0013	0.0013	0.05655
C10	19+800	80	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.1028	0.0013	0.0013	0.10795
C11	20+700	80	0.553	1.015	0.8	1.10015854	130	0.0013	0.0013	0.1028	0.0013	0.0013	0.10795
												Total	0.79678

Este predimensionamiento inicial sirvió de base para la modelización con el programa Hec Ras que se expone en el apartado 6, en el cual se comprobó la idoneidad de la solución definitiva adoptada en cuanto a diámetros de tuberías sifonadas y materiales.

5.2. NECESIDAD DE OBRAS DE PASO EN QUEBRADAS

A lo largo del trazado de los distintos canales proyectados tienen lugar cruces con quebradas que interfieren en la traza de los canales. El desarrollo de estas interferencias y la descripción de los cruces se exponen en el **Anejo G.7 Predimensionamiento Estructural de las Obras de Drenaje Transversal**.

6. CUBICACIÓN DE LOS CANALES

6.1. MOVIMIENTO DE TIERRA EN CANALES MATRICES

La cubicación del movimiento de tierra (excavación y relleno) de los canales matrices fue determinada utilizando el programa MDT, considerando como base el levantamiento topográfico realizado para este estudio.

El material generado en la excavación se considera para su utilización en los terraplenes que se formen.

6.2. MOVIMIENTO DE TIERRA EN CANALES DERIVADOS

La cubicación del movimiento de tierra (excavación y relleno) de los canales derivados fue determinada utilizando el programa MDT, considerando como base el levantamiento topográfico realizado para este estudio.

El material generado en la excavación se considera para su utilización en los terraplenes que se formen.

6.3. ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTO DE TIERRA

El movimiento de tierra estimado para el mejoramiento y construcción de los canales matrices y trasvases se ha calculado en base a la sección tipo definida.

Los listados de cubicaciones se pueden analizar en el “Anexo 8 Cubicaciones” del Anexo I Evaluación Económica del presente proyecto.

7. COSTOS

Se ha obtenido el costo de directo de construcción de los canales matrices y derivados, y sus obras complementarias, para el suministro de agua a las distintas superficies de riego planteadas.

Se ha estudiado de manera exhaustiva la red de canales necesaria para abastecer a los predios incluidos en los escenarios 1 y 2, pues son aquellos que por las condiciones de la orografía del terreno y los condicionantes hidráulicos (red de canales con flujo en lámina libre), presentan las mejores condiciones para su puesta en regadío. Para el resto de escenarios, como ya se ha indicado en el apartado anterior, se adoptarán los costos del escenario 1 y se incrementarán los costos prediales para tener en cuenta las obras complementarias que permitan regar los predios situados por encima de la cota de los canales.

A continuación se presentan los costos directos privados de la red de distribución de canales para dar servicio al escenario 1 (demandas 1 y 2) y al escenario 2 (demandas 1, 2 y 3).

Tabla 7-11. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 1

PRESUPUESTO PRECIOS PRIVADOS CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 1 (DEMANDAS 1,2 Y 3)		MEDICIÓN									
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	CANAL D3	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN										
22	DESBROCE PRADERA	m^2	194.363	283	14.562.052	37.408.587		779.560	999.987	1.254.464	55.004.649
23	DESBROCE BOSQUE	m^2	167.574	1.095	40.323.742	133.048.394		2.600.582	3.335.919	4.184.845	183.493.481
24	DESTOCONADO	ud	18.477	1.253	5.877.823	15.997.051		328.123	420.903	528.014	23.151.914
25	TALADO	ud	0	4.859							0
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	m^3	126.550	3.597	189.658.384	232.551.758	8.340.724	6.333.152	8.123.906	10.191.279	455.199.203
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	m^3	104.615	9.127	394.976.616	487.184.538	21.163.688	13.232.417	16.973.997	21.293.545	954.824.801
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	m^3	302.240	1.854	193.596.384	330.772.075	5.372.238	7.865.527	10.089.572	12.657.170	560.352.966
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO	m^2		2.892							
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES	m^2		5.898							
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	40.041	7.846	53.659.579	229.104.142	14.892.728	4.241.456	5.440.764	6.825.331	314.163.999
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	1.947	196.625			382.789.550				382.789.550
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	64	204.020		12.241.200		183.618	235.538	295.477	12.955.833
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	445	189.230	11.353.800	68.122.800		1.192.149	1.529.239	1.918.401	84.116.389
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	48	218.810	3.282.150	6.564.300		147.697	189.459	237.673	10.421.279
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	106	223.740		22.374.000		335.610	430.507	540.062	23.680.179
37	AFORO	ud	6	2.483.249	7.449.747	7.449.747		297.990	382.249	479.524	16.059.257
1	ESCARPE	m^3	27.067,10	1.300,00	11.494.080	21.752.250		498.694,95	639.705,25	802.497,62	35.187.227,82
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	121,43	34.200,00	8.550	8.550,00	4.134.780,00	256,50	329,03	412,76	4.152.878,29
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	60,25	160.015,00	336.032	336.031,50	8.928.837,00	10.080,95	12.931,42	16.222,21	9.640.134,57
15	ENFIERRADURA	kg	3.614,71	831,00	104.706	104.706,00	2.782.188,00	3.141,18	4.029,38	5.054,77	3.003.825,33
	SERVICIOS AFECTADOS										
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	m	149	218.811	12.800.444	19.692.990					32.493.434
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	ud	12	65.977.472	263.909.888	527.819.776					791.729.664
					1.203.393.975	2.152.532.896	448.404.733	38.050.054	48.809.035	61.229.972	**3.952.420.665**

Tabla 7-12. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 2

PRESUPUESTO PRECIOS PRIVADOS CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 2 (DEMANDAS 1 Y 2)		MEDICIÓN							
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN								
22	DESBROCE PRADERA	189.930	283	14.562.052	37.408.587		779.560	999.987	53.750.186
23	DESBROCE BOSQUE	163.752	1.095	40.323.742	133.048.394		2.600.582	3.335.919	179.308.637
24	DESTOCONADO	18.056	1.253	5.877.823	15.997.051		328.123	420.903	22.623.900
25	TALADO		4.859						
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	123.716	3.597	189.658.384	232.551.758	8.340.724	6.333.152	8.123.906	445.007.924
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	102.282	9.127	394.976.616	487.184.538	21.163.688	13.232.417	16.973.997	933.531.256
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	295.413	1.854	193.596.384	330.772.075	5.372.238	7.865.527	10.089.572	547.695.797
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO		2.892						
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES		5.898						
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	39.171	7.846	53.659.579	229.104.142	14.892.728	4.241.456	5.440.764	307.338.668
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	1.947	196.625			382.789.550	0	0	382.789.550
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	62	204.020		12.241.200	0	183.618	235.538	12.660.356
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	434	189.230	11.353.800	68.122.800	0	1.192.149	1.529.239	82.197.988
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	47	218.810	3.282.150	6.564.300	0	147.697	189.459	10.183.606
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	103	223.740		22.374.000	0	335.610	430.507	23.140.117
37	AFORO	6	2.483.249	7.449.747	7.449.747	0	297.990	382.249	15.579.733
1	ESCARPE	26.449,79	1.300,00	11.494.080	21.752.250	0,00	498.694,95	639.705,25	34.384.730,20
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	121,42	34.200,00	8.550	8.550,00	4.134.780,00	256,50	329,03	4.152.465,53
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	60,14	160.015,00	336.032	336.031,50	8.928.837,00	10.080,95	12.931,42	9.623.912,36
15	ENFIERRADURA	3.608,63	831,00	104.706	104.706,00	2.782.188,00	3.141,18	4.029,38	2.998.770,56
	SERVICIOS AFECTADOS								
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	149	218.811	12.800.444	19.692.990				32.493.434
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	12	65.977.472	263.909.888	527.819.776				791.729.664
				1.203.393.975	2.152.532.896	448.404.733	38.050.054	48.809.035	**3.891.190.693**

Tabla 7-13. Costos directos privados por escenarios

ESCENARIO	VOLUMEN EMBALSE NME (hm^3)	NIVEL MÁX. EXPLOTACIÓN (m)	COTA CORONAMIENTO (msnm)	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	COSTO CANALES (Pesos)	SUPERFICIE REGABLE TOTAL (ha)
1	8,213	96,50	101,50	1, 2, 3	3.952.420.665	**953,71**
2	6,744	95,50	100,50	1, 2	3.891.190.693	**673,71**
3	9,810	97,50	102,50	1, 2, 3, 5	3.952.420.665	**1.153,71**
4	10,608	98,00	103,00	1, 2, 3, 6	3.952.420.665	**1.353,71**
5	12,474	99,00	104,00	1, 2, 3, 7	3.952.420.665	**1.753,71**

Tabla 7-14. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 1

PRESUPUESTO PRECIOS SOCIALES CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 1 (DEMANDAS 1,2 Y 3)		MEDICIÓN									
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	CANAL D3	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN										
22	DESBROCE PRADERA	m^2	189.930	282	14.510.596	37.276.401		776.805	996.453	1.250.031	54.810.287
23	DESBROCE BOSQUE	m^2	163.752	1.092	40.213.266	132.683.878		2.593.457	3.326.780	4.173.379	182.990.760
24	DESTOCONADO	ud	18.056	1.249	5.859.059	15.945.983		327.076	419.559	526.329	23.078.005
25	TALADO	ud		4.844							0
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	m^3	123.716	3.547	187.022.043	229.319.179	8.224.784	6.245.118	8.010.979	10.049.616	448.871.719
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	m^3	102.282	9.000	389.480.612	480.405.483	20.869.200	13.048.291	16.737.808	20.997.251	941.538.645
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	m^3	295.413	1.542	161.017.057	275.108.166	4.468.172	6.541.878	8.391.651	10.527.161	466.054.085
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO	m^2		2.846							
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES	m^2		5.810							
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	39.171	7.800	53.344.980	227.760.936	14.805.414	4.216.589	5.408.866	6.785.315	312.322.100
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	1.947	196.165			381.894.022				381.894.022
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	62	203.248		12.194.880		182.923	234.646	294.359	12.906.809
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	434	188.634	11.318.040	67.908.240		1.188.394	1.524.423	1.912.358	83.851.456
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	47	218.261	3.273.915	6.547.830		147.326	188.984	237.077	10.395.132
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	103	223.276		22.327.600		334.914	429.614	538.942	23.631.070
37	AFORO	ud	6	2.344.310	7.032.930	7.032.930		281.317	360.862	452.694	15.160.734
1	ESCARPE	m^3	26.449,79	1.296,00	11.458.714	21.685.320		497.160,50	637.736,92	800.028,40	35.078.959,42
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	121,42	34.000,00	8.500	8.500,00	4.110.600,00	255,00	327,10	410,34	4.128.592,45
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	60,14	157.614,00	330.989	330.989,40	8.794.861,20	9.929,68	12.737,39	15.978,80	9.495.485,87
15	ENFIERRADURA	kg	3.608,63	811,00	102.186	102.186,00	2.715.228,00	3.065,58	3.932,40	4.933,12	2.931.531,10
	SERVICIOS AFECTADOS										
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	m	149	218.130	12.760.605	19.631.700					32.392.305
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	ud	12	65.772.075	263.088.300	526.176.600					789.264.900
					1.160.821.792	2.082.446.801	445.882.281	36.394.500	46.685.359	58.565.862	**3.830.796.595**

Tabla 7-15. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 2

PRESUPUESTO PRECIOS SOCIALES CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 2 (DEMANDAS 1 Y 2)		MEDICIÓN								
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN									
22	DESBROCE PRADERA	m^2	189.930	282	14.510.596	37.276.401		776.805	996.453	53.560.256
23	DESBROCE BOSQUE	m^2	163.752	1.092	40.213.266	132.683.878		2.593.457	3.326.780	178.817.380
24	DESTOCONADO	ud	18.056	1.249	5.859.059	15.945.983		327.076	419.559	22.551.677
25	TALADO	ud		4.844						
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	m^3	123.716	3.547	187.022.043	229.319.179	8.224.784	6.245.118	8.010.979	438.822.103
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	m^3	102.282	9.000	389.480.612	480.405.483	20.869.200	13.048.291	16.737.808	920.541.394
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	m^3	295.413	1.542	161.017.057	275.108.166	4.468.172	6.541.878	8.391.651	455.526.925
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO	m^2		2.846						
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES	m^2		5.810						
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	39.171	7.800	53.344.980	227.760.936	14.805.414	4.216.589	5.408.866	305.536.784
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	1.947	196.165			381.894.022			381.894.022
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	62	203.248		12.194.880		182.923	234.646	12.612.450
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	434	188.634	11.318.040	67.908.240		1.188.394	1.524.423	81.939.097
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	47	218.261	3.273.915	6.547.830		147.326	188.984	10.158.055
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	103	223.276		22.327.600		334.914	429.614	23.092.128
37	AFORO	ud	6	2.344.310	7.032.930	7.032.930		281.317	360.862	14.708.039
1	ESCARPE	m^3	26.449,79	1.296,00	11.458.714	21.685.320		497.160,50	637.736,92	34.278.931,03
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	121,42	34.000,00	8.500	8.500,00	4.110.600,00	255,00	327,10	4.128.182,10
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	60,14	157.614,00	330.989	330.989,40	8.794.861,20	9.929,68	12.737,39	9.479.507,07
15	ENFIERRADURA	kg	3.608,63	811,00	102.186	102.186,00	2.715.228,00	3.065,58	3.932,40	2.926.597,98
	SERVICIOS AFECTADOS									
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	m	149	218.130	12.760.605	19.631.700				32.392.305
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	ud	12	65.772.075	263.088.300	526.176.600				789.264.900
					1.160.821.792	2.082.446.801	445.882.281	36.394.500	46.685.359	**3.772.230.733**

Tabla 7-16. Costos directos sociales por escenarios

ESCENARIO	VOLUMEN EMBALSE NME (hm^3)	NIVEL MÁX. EXPLOTACIÓN (m)	COTA CORONAMIENTO (msnm)	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	COSTO CANALES (Pesos)	SUPERFICIE REGABLE TOTAL (ha)
1	8,213	96,50	101,50	1, 2, 3	3.830.796.595	**953,71**
2	6,744	95,50	100,50	1, 2	3.772.230.733	**673,71**
3	9,810	97,50	102,50	1, 2, 3, 5	3.830.796.595	**1.153,71**
4	10,608	98,00	103,00	1, 2, 3, 6	3.830.796.595	**1.353,71**
5	12,474	99,00	104,00	1, 2, 3, 7	3.830.796.595	**1.753,71**

7.1. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los costos de operación y mantenimiento de la red de canales extrapredial (que distribuyen el agua desde el embalse), corresponden a aquellos en que se incurren por los servicios requeridos para el funcionamiento de la red de canales que distribuye el agua desde el embalse. Dentro de éstos se consideran:

- Limpieza de canales con retroexcavadora.
- Apertura y cierra de compuertas en canales.

La limpieza de los canales se debe llevar a cabo antes de iniciarse la temporada de riego.

Para el funcionamiento y control del sistema de distribución del agua se considera disponer dos trabajadores.

Los costos de operación y mantenimiento de la red extrapredial que se estiman en las tablas 7-17 a 7-18, son los siguientes:

Tabla 7-17. Costos privados operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego

Costos limpieza red canales ($)				
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($)**	**Total Costos ($)**
Mano de Obra	JH	20	8.500	170.000
Tractor	JM	80	21.250	1.700.000
TOTAL				**1.870.000**

Tabla 7-18. Costos sociales operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego

Costos Operacionales red canales ($) (campaña de riego 6 meses)					
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($)**	**Total Costos ($)**	**factor**
Mano de Obra	JH	20	6.275	104.550	0,62
Tractor	JM	80	21.250	1.700.000	1,00
TOTAL				**1.804.550**	**0,965**

Tabla 7-19. Costos privados anuales de mantenimiento de la red de canales ($).

Costos Operacionales red canales ($) (campaña de riego 6 meses)				
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($) /mes**	**Total Costos ($)**
Trabajador	2	6	255.000	1.530.000
Movilización	2	6	170.000	1.020.000
TOTAL				**2.550.000**

Tabla 7-20. Costos sociales anuales de mantenimiento de la red de canales ($).

Costos Operacionales red canales ($) (campaña de riego 6 meses)					
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($) /mes**	**Total Costos ($)**	**factor**
Trabajador	2	6	168.300	1.039.533	0,68
Movilización	2	6	170.000	1.020.000	1,00
TOTAL				**2.059.533**	**0,808**

El costo de operación y mantenimiento será asumido por los regantes, de forma proporcional a la superficie de cada predio que se beneficie del agua de riego.

Estos costos son costos anuales que se distribuyen de forma gradual a lo largo de los primeros años de vida del proyecto, los cuales están contabilizados en los flujos agroeconómicos del Estudio de rentabilidad.

ANEXO G 2.1. RESULTADO NUMÉRICO.

Margen derecha

HEC-RAS Plan: Plan 04 River: CMD_hec Reach: CMD01 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
CMD01	7470	PF 1	0.78	90.84	91.53	91.17	91.56	0.000742	0.73	1.08	1.90	0.31
CMD01	6554.87*	PF 1	0.78	90.74	91.47		91.49	0.000639	0.69	1.14	1.93	0.29
CMD01	5639.75*	PF 1	0.78	90.64	91.41		91.43	0.000531	0.64	1.22	1.97	0.26
CMD01	4724.62*	PF 1	0.78	90.55	91.37		91.38	0.000426	0.59	1.32	2.02	0.23
CMD01	3809.5*	PF 1	0.78	90.45	91.33		91.35	0.000332	0.54	1.45	2.09	0.21
CMD01	2894.37*	PF 1	0.78	90.35	91.30		91.32	0.000255	0.49	1.60	2.16	0.18
CMD01	1979.25*	PF 1	0.78	90.25	91.28		91.29	0.000196	0.44	1.77	2.23	0.16
CMD01	1064.12*	PF 1	0.78	90.16	91.27		91.28	0.000150	0.40	1.96	2.32	0.14
CMD01	149	PF 1	0.78	90.06	91.21	90.56	91.26	0.000078	0.97	0.81	2.36	0.29
CMD01	148.5		Culvert									
CMD01	148	PF 1	0.78	89.98	90.49	90.47	90.72	0.001110	2.13	0.37	1.71	0.95
CMD01	147.933*	PF 1	0.78	89.88	90.53		90.56	0.000961	0.80	0.98	1.84	0.35
CMD01	147.866*	PF 1	0.78	89.79	90.44		90.47	0.000943	0.80	0.99	1.85	0.35
CMD01	147.8*	PF 1	0.78	89.69	90.35		90.38	0.000912	0.79	1.00	1.85	0.34
CMD01	147.733*	PF 1	0.78	89.60	90.26		90.29	0.000868	0.77	1.02	1.86	0.33
CMD01	147.666*	PF 1	0.78	89.50	90.18		90.21	0.000802	0.75	1.05	1.88	0.32
CMD01	147.6*	PF 1	0.78	89.40	90.11		90.13	0.000714	0.72	1.09	1.90	0.30
CMD01	147.533*	PF 1	0.78	89.31	90.05		90.07	0.000609	0.68	1.16	1.94	0.28
CMD01	147.466*	PF 1	0.78	89.21	89.99		90.01	0.000502	0.63	1.25	1.98	0.25
CMD01	147.4*	PF 1	0.78	89.12	89.95		89.97	0.000400	0.58	1.36	2.04	0.23
CMD01	147.333*	PF 1	0.78	89.02	89.92		89.93	0.000312	0.53	1.49	2.10	0.20
CMD01	147.266*	PF 1	0.78	88.92	89.90		89.91	0.000241	0.48	1.64	2.17	0.18
CMD01	147.2*	PF 1	0.78	88.83	89.88		89.89	0.000185	0.43	1.81	2.25	0.15
CMD01	147.133*	PF 1	0.78	88.73	89.86		89.87	0.000143	0.39	1.99	2.33	0.14
CMD01	147.066*	PF 1	0.78	88.64	89.85		89.86	0.000111	0.36	2.19	2.41	0.12
CMD01	147	PF 1	0.78	88.54	89.82	89.00	89.85	0.000042	0.77	1.02	2.48	0.22
CMD01	146.5		Culvert									
CMD01	146	PF 1	0.78	88.14	89.00	88.61	89.07	0.000160	1.14	0.69	2.06	0.39
CMD01	145.857*	PF 1	0.78	88.05	89.02		89.03	0.000241	0.48	1.64	2.17	0.18
CMD01	145.714*	PF 1	0.78	87.96	89.00		89.01	0.000187	0.44	1.80	2.25	0.16
CMD01	145.571*	PF 1	0.78	87.87	88.99		89.00	0.000146	0.40	1.98	2.32	0.14
CMD01	145.428*	PF 1	0.78	87.78	88.98		88.98	0.000115	0.36	2.17	2.40	0.12
CMD01	145.285*	PF 1	0.78	87.68	88.97		88.97	0.000090	0.33	2.37	2.49	0.11
CMD01	145.142*	PF 1	0.78	87.59	88.96		88.97	0.000072	0.30	2.58	2.57	0.10
CMD01	145	PF 1	0.78	87.50	88.93	88.00	88.96	0.000038	0.78	1.00	2.63	0.21
CMD01	144.5		Culvert									
CMD01	144	PF 1	0.78	87.40	87.96	87.90	88.16	0.000861	2.00	0.39	1.76	0.85
CMD01	143.947*	PF 1	0.78	87.32	88.00		88.03	0.000805	0.75	1.05	1.88	0.32
CMD01	143.894*	PF 1	0.78	87.24	87.92		87.95	0.000800	0.75	1.05	1.88	0.32
CMD01	143.842*	PF 1	0.78	87.16	87.85		87.87	0.000798	0.75	1.05	1.88	0.32
CMD01	143.789*	PF 1	0.78	87.09	87.77		87.80	0.000791	0.75	1.05	1.88	0.32
CMD01	143.736*	PF 1	0.78	87.01	87.69		87.72	0.000785	0.74	1.06	1.88	0.32
CMD01	143.684*	PF 1	0.78	86.93	87.62		87.65	0.000769	0.74	1.06	1.89	0.31
CMD01	143.631*	PF 1	0.78	86.85	87.54		87.57	0.000752	0.73	1.07	1.89	0.31
CMD01	143.578*	PF 1	0.78	86.77	87.47		87.50	0.000726	0.72	1.09	1.90	0.30
CMD01	143.526*	PF 1	0.78	86.69	87.41		87.43	0.000688	0.71	1.11	1.91	0.30
CMD01	143.473*	PF 1	0.78	86.62	87.34		87.37	0.000644	0.69	1.14	1.93	0.29
CMD01	143.421*	PF 1	0.78	86.54	87.28		87.31	0.000586	0.67	1.18	1.95	0.27
CMD01	143.368*	PF 1	0.78	86.46	87.23		87.25	0.000523	0.64	1.23	1.97	0.26
CMD01	143.315*	PF 1	0.78	86.38	87.19		87.21	0.000455	0.61	1.29	2.01	0.24
CMD01	143.263*	PF 1	0.78	86.30	87.15		87.16	0.000387	0.57	1.37	2.05	0.22
CMD01	143.210*	PF 1	0.78	86.22	87.11		87.13	0.000325	0.54	1.46	2.09	0.20
CMD01	143.157*	PF 1	0.78	86.15	87.09		87.10	0.000268	0.50	1.57	2.14	0.19
CMD01	143.105*	PF 1	0.78	86.07	87.06		87.08	0.000220	0.46	1.69	2.20	0.17
CMD01	143.052*	PF 1	0.78	85.99	87.05		87.06	0.000179	0.43	1.83	2.26	0.15
CMD01	143	PF 1	0.78	85.60	87.01	86.10	87.05	0.000040	0.79	0.99	2.61	0.21
CMD01	142.5		Culvert									
CMD01	142	PF 1	0.78	85.10	85.60	85.60	85.86	0.001249	2.23	0.35	1.70	1.01
CMD01	136.125*	PF 1	0.78	84.48	85.27	84.81	85.29	0.000494	0.63	1.25	1.99	0.25
CMD01	130.25*	PF 1	0.78	84.44	85.22		85.24	0.000496	0.63	1.25	1.99	0.25
CMD01	124.375*	PF 1	0.78	84.39	85.17		85.19	0.000495	0.63	1.25	1.99	0.25
CMD01	118.5*	PF 1	0.78	84.34	85.12		85.14	0.000495	0.63	1.25	1.99	0.25
CMD01	112.625*	PF 1	0.78	84.29	85.08		85.10	0.000497	0.63	1.25	1.98	0.25
CMD01	106.75*	PF 1	0.78	84.24	85.03		85.05	0.000497	0.63	1.25	1.98	0.25
CMD01	100.875*	PF 1	0.78	84.20	84.98		85.00	0.000498	0.63	1.25	1.98	0.25
CMD01	95.*	PF 1	0.78	84.15	84.93		84.95	0.000500	0.63	1.25	1.98	0.25
CMD01	89.1249*	PF 1	0.78	84.10	84.88		84.90	0.000501	0.63	1.25	1.98	0.25
CMD01	83.2499*	PF 1	0.78	84.05	84.84		84.86	0.000502	0.63	1.25	1.98	0.25
CMD01	77.375*	PF 1	0.78	84.01	84.79		84.81	0.000506	0.63	1.24	1.98	0.25
CMD01	71.5*	PF 1	0.78	83.96	84.74		84.76	0.000509	0.63	1.24	1.98	0.26
CMD01	65.6250*	PF 1	0.78	83.91	84.69		84.71	0.000512	0.63	1.24	1.98	0.26
CMD01	59.75*	PF 1	0.78	83.86	84.64		84.66	0.000518	0.64	1.23	1.98	0.26
CMD01	53.8750*	PF 1	0.78	83.82	84.59		84.61	0.000525	0.64	1.23	1.97	0.26
CMD01	48.0000*	PF 1	0.78	83.77	84.54		84.56	0.000532	0.64	1.22	1.97	0.26
CMD01	42.1250*	PF 1	0.78	83.72	84.48		84.51	0.000544	0.65	1.21	1.96	0.26
CMD01	36.2500*	PF 1	0.78	83.67	84.43		84.45	0.000558	0.66	1.20	1.96	0.27
CMD01	30.3750*	PF 1	0.78	83.62	84.37		84.40	0.000577	0.66	1.18	1.95	0.27
CMD01	24.5000*	PF 1	0.78	83.58	84.32		84.34	0.000606	0.68	1.16	1.94	0.28
CMD01	18.6250*	PF 1	0.78	83.53	84.26		84.28	0.000644	0.69	1.14	1.93	0.29
CMD01	12.7500*	PF 1	0.78	83.48	84.19		84.22	0.000701	0.71	1.10	1.91	0.30
CMD01	6.87502*	PF 1	0.78	83.43	84.11		84.14	0.000803	0.75	1.05	1.88	0.32
CMD01	1	PF 1	0.78	83.39	84.02	83.72	84.06	0.001001	0.81	0.97	1.84	0.36

Margen Izquierda

HEC-RAS Plan: Plan 08 River: CMI Reach: CMI01 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
CMI01	24	PF 1	0.79	91.05	91.95	91.39	91.97	0.000314	0.53	1.49	2.10	0.20
CMI01	23.8333*	PF 1	0.79	90.96	91.93		91.94	0.000247	0.48	1.63	2.17	0.18
CMI01	23.6666*	PF 1	0.79	90.87	91.91		91.92	0.000193	0.44	1.79	2.24	0.16
CMI01	23.5*	PF 1	0.79	90.78	91.90		91.91	0.000152	0.40	1.96	2.31	0.14
CMI01	23.3333*	PF 1	0.79	90.70	91.89		91.89	0.000120	0.37	2.14	2.39	0.12
CMI01	23.1666*	PF 1	0.79	90.61	91.88		91.88	0.000095	0.34	2.34	2.47	0.11
CMI01	23	PF 1	0.79	90.52	91.82	91.08	91.87	0.000072	1.01	0.78	2.50	0.28
CMI01	22.5		Culvert									
CMI01	22	PF 1	0.79	90.50	91.06	91.06	91.34	0.001206	2.36	0.34	1.76	1.01
CMI01	21.9411*	PF 1	0.79	90.41	91.05	90.74	91.08	0.000973	0.81	0.98	1.85	0.35
CMI01	21.8823*	PF 1	0.79	90.31	90.96		90.99	0.000955	0.80	0.99	1.85	0.35
CMI01	21.8235*	PF 1	0.79	90.21	90.87		90.90	0.000922	0.79	1.00	1.86	0.34
CMI01	21.7647*	PF 1	0.79	90.12	90.78		90.81	0.000876	0.78	1.02	1.87	0.33
CMI01	21.7058*	PF 1	0.79	90.02	90.70		90.73	0.000809	0.75	1.05	1.88	0.32
CMI01	21.6470*	PF 1	0.79	89.93	90.63		90.66	0.000719	0.72	1.10	1.91	0.30
CMI01	21.5882*	PF 1	0.79	89.83	90.57		90.59	0.000613	0.68	1.16	1.94	0.28
CMI01	21.5294*	PF 1	0.79	89.73	90.52		90.54	0.000503	0.63	1.25	1.99	0.25
CMI01	21.4705*	PF 1	0.79	89.64	90.48		90.49	0.000401	0.58	1.36	2.04	0.23
CMI01	21.4117*	PF 1	0.79	89.54	90.45		90.46	0.000312	0.53	1.49	2.10	0.20
CMI01	21.3529*	PF 1	0.79	89.45	90.42		90.43	0.000241	0.48	1.65	2.18	0.18
CMI01	21.2941*	PF 1	0.79	89.35	90.40		90.41	0.000185	0.43	1.82	2.25	0.15
CMI01	21.2352*	PF 1	0.79	89.25	90.39		90.40	0.000143	0.39	2.00	2.33	0.14
CMI01	21.1764*	PF 1	0.79	89.16	90.38		90.38	0.000111	0.36	2.20	2.42	0.12
CMI01	21.1176*	PF 1	0.79	89.06	90.37		90.37	0.000087	0.33	2.42	2.51	0.11
CMI01	21.0588*	PF 1	0.79	88.97	90.36		90.37	0.000068	0.30	2.65	2.60	0.09
CMI01	21	PF 1	0.79	88.87	90.31	89.43	90.36	0.000051	0.91	0.87	2.64	0.24
CMI01	20.5		Culvert									
CMI01	20	PF 1	0.79	88.85	89.41	89.41	89.69	0.001200	2.35	0.34	1.76	1.00
CMI01	19.9523*	PF 1	0.79	88.76	89.40	89.09	89.43	0.000980	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	19.9047*	PF 1	0.79	88.66	89.31		89.34	0.000977	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	19.8571*	PF 1	0.79	88.57	89.21		89.25	0.000980	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	19.8095*	PF 1	0.79	88.47	89.12		89.15	0.000974	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	19.7619*	PF 1	0.79	88.38	89.03		89.06	0.000966	0.80	0.98	1.85	0.35
CMI01	19.7142*	PF 1	0.79	88.29	88.94		88.97	0.000951	0.80	0.99	1.85	0.35
CMI01	19.6666*	PF 1	0.79	88.19	88.85		88.88	0.000921	0.79	1.00	1.86	0.34
CMI01	19.6190*	PF 1	0.79	88.10	88.76		88.79	0.000881	0.78	1.02	1.86	0.34
CMI01	19.5714*	PF 1	0.79	88.01	88.68		88.71	0.000821	0.76	1.04	1.88	0.32
CMI01	19.5238*	PF 1	0.79	87.91	88.61		88.64	0.000739	0.73	1.08	1.90	0.31
CMI01	19.4761*	PF 1	0.79	87.82	88.55		88.57	0.000639	0.69	1.14	1.93	0.29
CMI01	19.4285*	PF 1	0.79	87.72	88.50		88.52	0.000533	0.65	1.22	1.97	0.26
CMI01	19.3809*	PF 1	0.79	87.63	88.45		88.47	0.000431	0.60	1.32	2.02	0.24
CMI01	19.3333*	PF 1	0.79	87.54	88.42		88.43	0.000341	0.55	1.44	2.08	0.21
CMI01	19.2857*	PF 1	0.79	87.44	88.39		88.40	0.000265	0.50	1.59	2.15	0.18
CMI01	19.2380*	PF 1	0.79	87.35	88.37		88.38	0.000205	0.45	1.75	2.22	0.16
CMI01	19.1904*	PF 1	0.79	87.26	88.35		88.36	0.000159	0.41	1.92	2.30	0.14
CMI01	19.1428*	PF 1	0.79	87.16	88.34		88.35	0.000124	0.37	2.11	2.38	0.13
CMI01	19.0952*	PF 1	0.79	87.07	88.33		88.34	0.000097	0.34	2.32	2.46	0.11
CMI01	19.0476*	PF 1	0.79	86.97	88.32		88.33	0.000077	0.31	2.53	2.55	0.10
CMI01	19	PF 1	0.79	86.88	88.30	87.34	88.32	0.000030	0.70	1.13	2.62	0.19
CMI01	18.5		Culvert									
CMI01	18	PF 1	0.79	86.86	88.08	87.32	88.11	0.000051	0.81	0.97	2.42	0.23
CMI01	17.6666*	PF 1	0.79	86.77	88.09		88.10	0.000084	0.32	2.45	2.52	0.10
CMI01	17.3333*	PF 1	0.79	86.69	88.09		88.09	0.000068	0.30	2.66	2.60	0.09
CMI01	17	PF 1	0.79	86.60	88.06	87.06	88.09	0.000027	0.68	1.17	2.66	0.18
CMI01	16.5		Culvert									
CMI01	16	PF 1	0.79	86.58	87.91	87.04	87.93	0.000038	0.75	1.06	2.53	0.21
CMI01	15	PF 1	0.79	86.44	87.88	87.00	87.93	0.000051	0.91	0.87	2.64	0.24
CMI01	14.5		Culvert									
CMI01	14	PF 1	0.79	86.42	86.98	86.98	87.26	0.001200	2.35	0.34	1.76	1.00
CMI01	13.9411*	PF 1	0.79	86.33	86.97	86.66	87.01	0.000953	0.80	0.99	1.85	0.35
CMI01	13.8823*	PF 1	0.79	86.23	86.88		86.91	0.000946	0.80	0.99	1.85	0.35
CMI01	13.8235*	PF 1	0.79	86.14	86.79		86.82	0.000924	0.79	1.00	1.85	0.34
CMI01	13.7647*	PF 1	0.79	86.04	86.70		86.73	0.000889	0.78	1.01	1.86	0.34
CMI01	13.7058*	PF 1	0.79	85.95	86.62		86.65	0.000838	0.76	1.04	1.87	0.33
CMI01	13.6470*	PF 1	0.79	85.85	86.54		86.57	0.000772	0.74	1.07	1.89	0.31
CMI01	13.5882*	PF 1	0.79	85.76	86.47		86.50	0.000681	0.71	1.12	1.92	0.30
CMI01	13.5294*	PF 1	0.79	85.66	86.42		86.44	0.000576	0.66	1.19	1.95	0.27
CMI01	13.4705*	PF 1	0.79	85.57	86.37		86.39	0.000474	0.62	1.28	2.00	0.25
CMI01	13.4117*	PF 1	0.79	85.47	86.33		86.34	0.000377	0.57	1.39	2.05	0.22
CMI01	13.3529*	PF 1	0.79	85.38	86.30		86.31	0.000295	0.52	1.52	2.12	0.19
CMI01	13.2941*	PF 1	0.79	85.28	86.27		86.28	0.000229	0.47	1.68	2.19	0.17
CMI01	13.2352*	PF 1	0.79	85.19	86.26		86.26	0.000177	0.43	1.85	2.27	0.15
CMI01	13.1764*	PF 1	0.79	85.09	86.24		86.25	0.000137	0.39	2.03	2.35	0.13
CMI01	13.1176*	PF 1	0.79	85.00	86.23		86.24	0.000107	0.35	2.24	2.43	0.12
CMI01	13.0588*	PF 1	0.79	84.91	86.22		86.23	0.000084	0.32	2.45	2.52	0.10
CMI01	13	PF 1	0.79	84.81	86.18	85.32	86.22	0.000044	0.82	0.96	2.57	0.22
CMI01	12.5		Culvert									
CMI01	12	PF 1	0.79	84.48	84.99	84.99	85.24	0.001165	2.19	0.36	1.71	0.98
CMI01	11.96*	PF 1	0.79	84.38	85.03		85.06	0.000973	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	11.92*	PF 1	0.79	84.29	84.93		84.96	0.000975	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	11.88*	PF 1	0.79	84.19	84.83		84.87	0.000970	0.80	0.98	1.84	0.35
CMI01	11.84*	PF 1	0.79	84.09	84.74		84.77	0.000970	0.80	0.98	1.84	0.35
CMI01	11.8*	PF 1	0.79	83.99	84.64		84.67	0.000970	0.80	0.98	1.84	0.35
CMI01	11.76*	PF 1	0.79	83.90	84.54		84.57	0.000971	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	11.72*	PF 1	0.79	83.80	84.44		84.48	0.000970	0.80	0.98	1.84	0.35
CMI01	11.68*	PF 1	0.79	83.70	84.35		84.38	0.000962	0.80	0.98	1.85	0.35
CMI01	11.64*	PF 1	0.79	83.61	84.25		84.29	0.000956	0.80	0.99	1.85	0.35

HEC-RAS Plan: Plan 08 River: CMI Reach: CMI01 Profile: PF 1 (Continued)

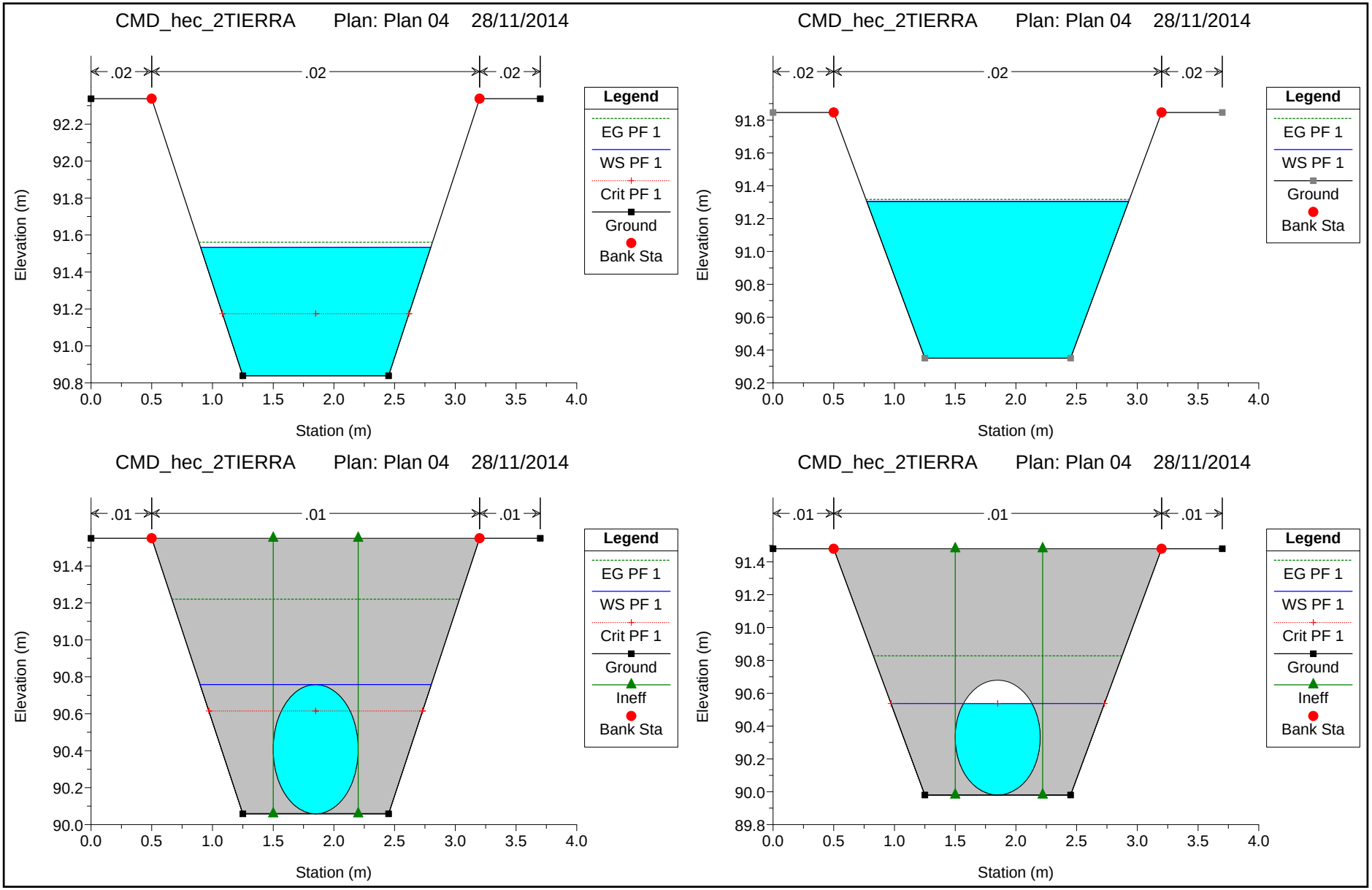
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
CMI01	11.6*	PF 1	0.79	83.51	84.16		84.19	0.000941	0.80	0.99	1.85	0.35
CMI01	11.56*	PF 1	0.79	83.41	84.07		84.10	0.000915	0.79	1.00	1.86	0.34
CMI01	11.52*	PF 1	0.79	83.31	83.98		84.01	0.000871	0.77	1.02	1.87	0.33
CMI01	11.48*	PF 1	0.79	83.22	83.90		83.93	0.000805	0.75	1.05	1.88	0.32
CMI01	11.44*	PF 1	0.79	83.12	83.82		83.85	0.000720	0.72	1.09	1.91	0.30
CMI01	11.4*	PF 1	0.79	83.02	83.76		83.78	0.000618	0.68	1.16	1.94	0.28
CMI01	11.36*	PF 1	0.79	82.93	83.71		83.73	0.000511	0.64	1.24	1.98	0.26
CMI01	11.32*	PF 1	0.79	82.83	83.66		83.68	0.000408	0.58	1.35	2.04	0.23
CMI01	11.28*	PF 1	0.79	82.73	83.63		83.64	0.000318	0.53	1.48	2.10	0.20
CMI01	11.24*	PF 1	0.79	82.63	83.60		83.62	0.000245	0.48	1.63	2.17	0.18
CMI01	11.2*	PF 1	0.79	82.54	83.58		83.59	0.000188	0.44	1.81	2.25	0.16
CMI01	11.16*	PF 1	0.79	82.44	83.57		83.58	0.000145	0.40	1.99	2.33	0.14
CMI01	11.12*	PF 1	0.79	82.34	83.56		83.56	0.000112	0.36	2.19	2.41	0.12
CMI01	11.08*	PF 1	0.79	82.24	83.55		83.55	0.000087	0.33	2.41	2.50	0.11
CMI01	11.04*	PF 1	0.79	82.15	83.54		83.54	0.000069	0.30	2.64	2.59	0.09
CMI01	11	PF 1	0.79	82.05	83.49	82.61	83.54	0.000051	0.91	0.87	2.64	0.24
CMI01	10.5		Culvert									
CMI01	10	PF 1	0.79	82.03	82.59	82.59	82.87	0.001199	2.35	0.34	1.76	1.00
CMI01	9.99811*	PF 1	0.79	81.93	82.57	82.27	82.60	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.99622*	PF 1	0.79	81.83	82.47		82.50	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.99434*	PF 1	0.79	81.73	82.37		82.41	0.001005	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.99245*	PF 1	0.79	81.63	82.27		82.31	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.99056*	PF 1	0.79	81.54	82.17		82.21	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.98867*	PF 1	0.79	81.44	82.08		82.11	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.98679*	PF 1	0.79	81.34	81.98		82.01	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.98490*	PF 1	0.79	81.24	81.88		81.91	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.98301*	PF 1	0.79	81.14	81.78		81.81	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.98113*	PF 1	0.79	81.04	81.68		81.72	0.001003	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.97924*	PF 1	0.79	80.95	81.58		81.62	0.001008	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.97735*	PF 1	0.79	80.85	81.48		81.52	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.97547*	PF 1	0.79	80.75	81.38		81.42	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.97358*	PF 1	0.79	80.65	81.29		81.32	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.97169*	PF 1	0.79	80.55	81.19		81.22	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.96981*	PF 1	0.79	80.45	81.09		81.12	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.96792*	PF 1	0.79	80.35	80.99		81.02	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.96603*	PF 1	0.79	80.25	80.89		80.93	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.96415*	PF 1	0.79	80.16	80.79		80.83	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.96226*	PF 1	0.79	80.06	80.69		80.73	0.001003	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.96037*	PF 1	0.79	79.96	80.60		80.63	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.95849*	PF 1	0.79	79.86	80.50		80.53	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.95660*	PF 1	0.79	79.76	80.40		80.43	0.001003	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.95471*	PF 1	0.79	79.66	80.30		80.33	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.95283*	PF 1	0.79	79.56	80.20		80.23	0.001005	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.95094*	PF 1	0.79	79.46	80.10		80.14	0.001003	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.94905*	PF 1	0.79	79.37	80.00		80.04	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.94716*	PF 1	0.79	79.27	79.90		79.94	0.001005	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.94528*	PF 1	0.79	79.17	79.81		79.84	0.001004	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.94339*	PF 1	0.79	79.07	79.71		79.74	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.94150*	PF 1	0.79	78.97	79.61		79.64	0.001005	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.93962*	PF 1	0.79	78.87	79.51		79.54	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.93773*	PF 1	0.79	78.77	79.41		79.45	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.93584*	PF 1	0.79	78.67	79.31		79.35	0.001005	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.93396*	PF 1	0.79	78.58	79.21		79.25	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.93207*	PF 1	0.79	78.48	79.12		79.15	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.93018*	PF 1	0.79	78.38	79.02		79.05	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.92830*	PF 1	0.79	78.28	78.92		78.95	0.001003	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.92641*	PF 1	0.79	78.18	78.82		78.85	0.001008	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.92452*	PF 1	0.79	78.08	78.72		78.75	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.92264*	PF 1	0.79	77.98	78.62		78.66	0.001005	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.92075*	PF 1	0.79	77.88	78.52		78.56	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.91886*	PF 1	0.79	77.79	78.42		78.46	0.001007	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.91698*	PF 1	0.79	77.69	78.33		78.36	0.001005	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.91509*	PF 1	0.79	77.59	78.23		78.26	0.001001	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.91320*	PF 1	0.79	77.49	78.13		78.16	0.001006	0.82	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.91132*	PF 1	0.79	77.39	78.03		78.06	0.001002	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.90943*	PF 1	0.79	77.29	77.93		77.97	0.000996	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.90754*	PF 1	0.79	77.19	77.84		77.87	0.000992	0.81	0.97	1.84	0.36
CMI01	9.90566*	PF 1	0.79	77.10	77.74		77.77	0.000979	0.81	0.98	1.84	0.35
CMI01	9.90377*	PF 1	0.79	77.00	77.65		77.68	0.000951	0.80	0.99	1.85	0.35
CMI01	9.90188*	PF 1	0.79	76.90	77.56		77.59	0.000909	0.79	1.01	1.86	0.34
CMI01	9.9	PF 1	0.79	76.80	77.47		77.50	0.000847	0.77	1.03	1.87	0.33
CMI01	9.89807*	PF 1	0.79	76.70	77.39		77.42	0.000872	0.77	1.02	1.78	0.33
CMI01	9.89615*	PF 1	0.79	76.60	77.30		77.33	0.000891	0.78	1.01	1.72	0.32
CMI01	9.89423*	PF 1	0.79	76.51	77.21		77.24	0.000906	0.78	1.01	1.66	0.32
CMI01	9.89230*	PF 1	0.79	76.41	77.12		77.15	0.000916	0.79	1.01	1.62	0.32
CMI01	9.89038*	PF 1	0.79	76.31	77.03		77.06	0.000926	0.79	1.00	1.59	0.32
CMI01	9.88846*	PF 1	0.79	76.21	76.94		76.97	0.000934	0.79	1.00	1.56	0.31
CMI01	9.88653*	PF 1	0.79	76.11	76.85		76.88	0.000938	0.79	1.00	1.53	0.31
CMI01	9.88461*	PF 1	0.79	76.01	76.75		76.78	0.000942	0.79	1.00	1.51	0.31
CMI01	9.88269*	PF 1	0.79	75.92	76.66		76.69	0.000948	0.79	1.00	1.49	0.31
CMI01	9.88076*	PF 1	0.79	75.82	76.57		76.60	0.000951	0.79	1.00	1.47	0.31
CMI01	9.87884*	PF 1	0.79	75.72	76.47		76.50	0.000954	0.79	1.00	1.46	0.31
CMI01	9.87692*	PF 1	0.79	75.62	76.38		76.41	0.000957	0.79	1.00	1.45	0.30
CMI01	9.875*	PF 1	0.79	75.52	76.28		76.32	0.000959	0.79	1.00	1.43	0.30
CMI01	9.87307*	PF 1	0.79	75.43	76.19		76.22	0.000962	0.79	1.00	1.42	0.30
CMI01	9.87115*	PF 1	0.79	75.33	76.09		76.13	0.000964	0.79	1.00	1.41	0.30
CMI01	9.86923*	PF 1	0.79	75.23	76.00		76.03	0.000967	0.79	1.00	1.40	0.30

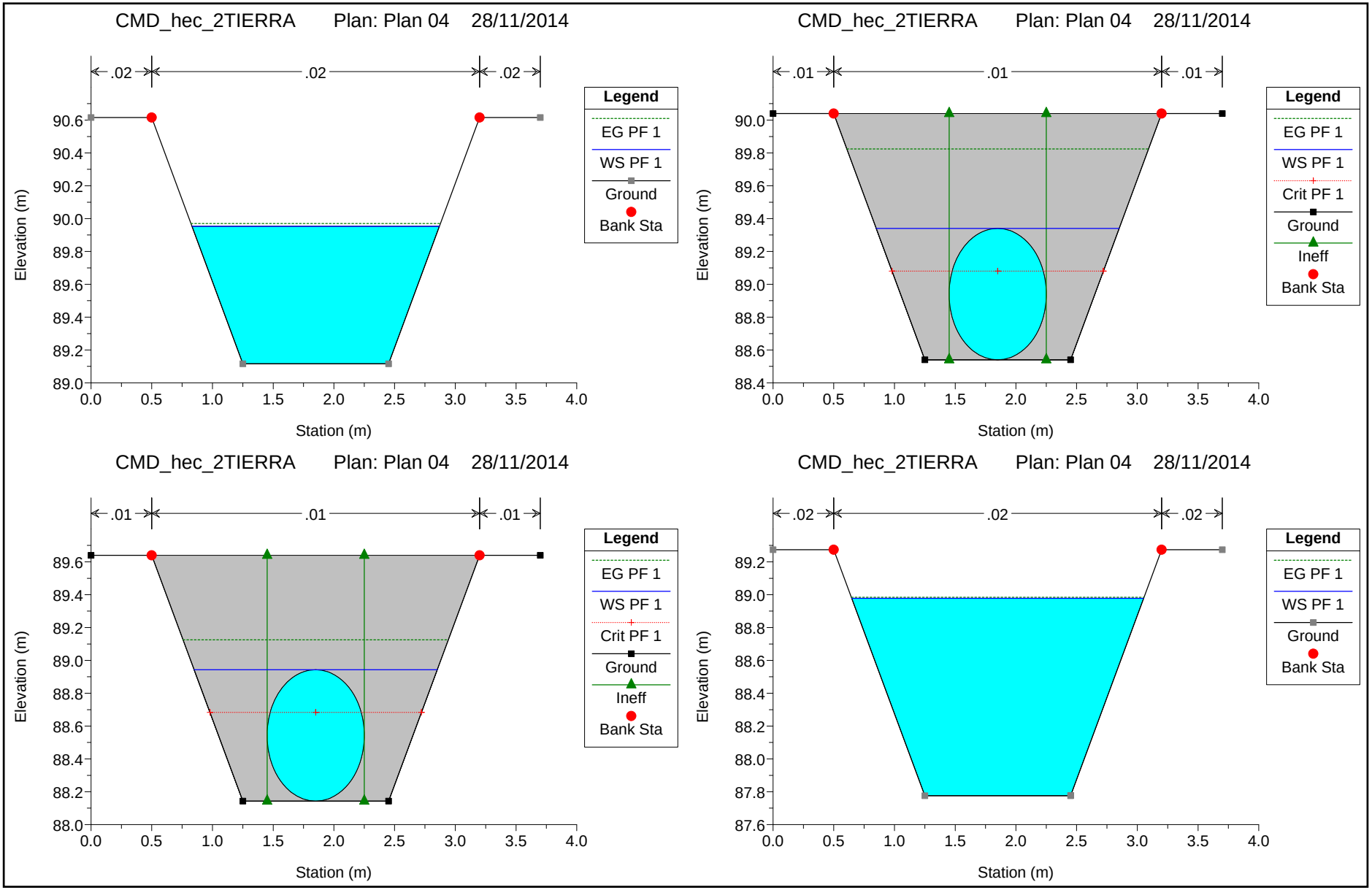
HEC-RAS Plan: Plan 08 River: CMI Reach: CMI01 Profile: PF 1 (Continued)

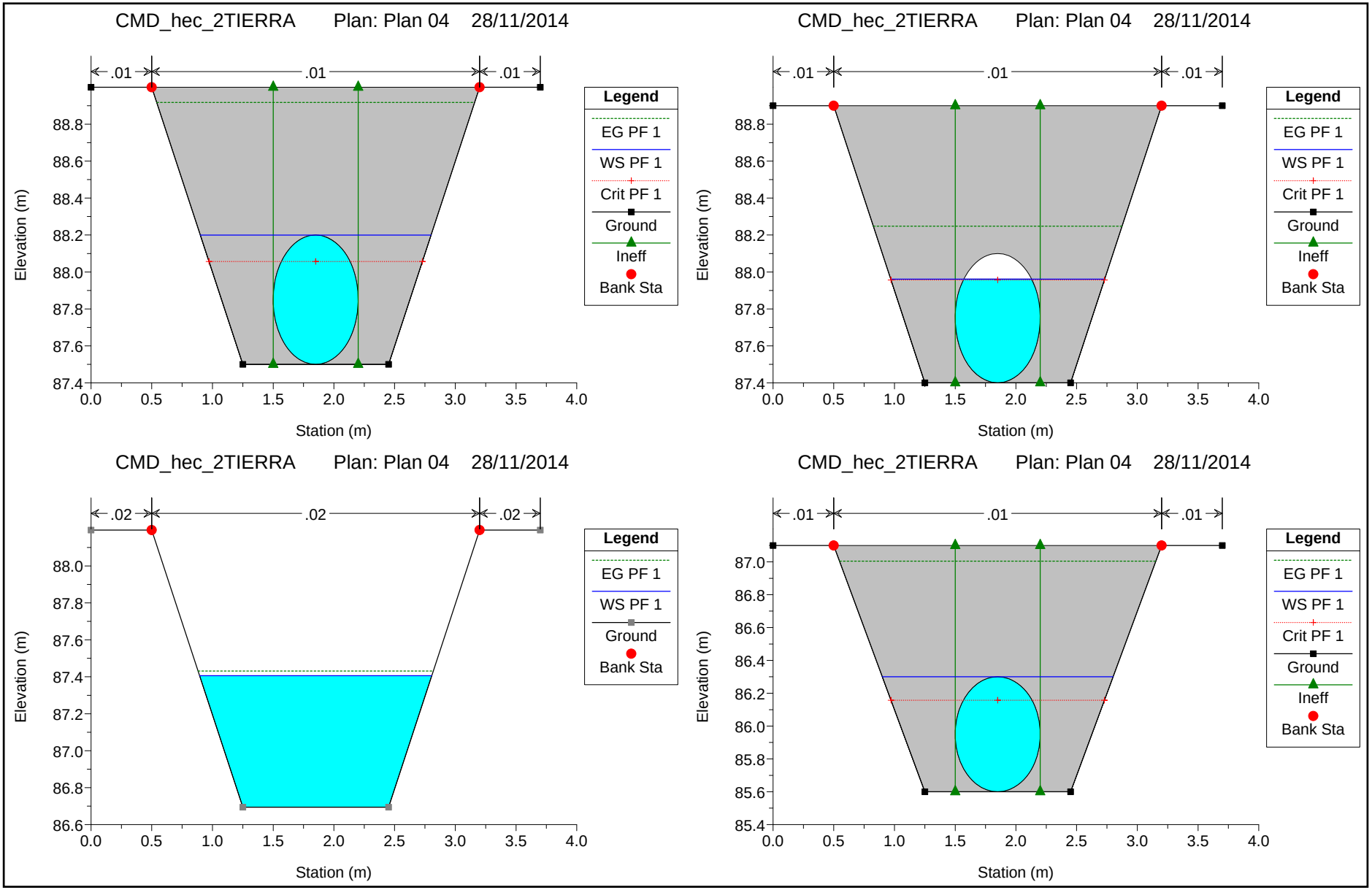
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
CMI01	9.86730*	PF 1	0.79	75.13	75.90		75.93	0.000968	0.79	1.00	1.40	0.30
CMI01	9.86538*	PF 1	0.79	75.04	75.81		75.84	0.000971	0.79	1.00	1.39	0.30
CMI01	9.86346*	PF 1	0.79	74.94	75.71		75.74	0.000973	0.79	1.00	1.38	0.30
CMI01	9.86153*	PF 1	0.79	74.84	75.61		75.65	0.000971	0.79	1.00	1.37	0.30
CMI01	9.85961*	PF 1	0.79	74.74	75.52		75.55	0.000972	0.79	1.00	1.37	0.30
CMI01	9.85769*	PF 1	0.79	74.64	75.42		75.45	0.000973	0.79	1.00	1.36	0.29
CMI01	9.85576*	PF 1	0.79	74.54	75.33		75.36	0.000974	0.79	1.00	1.36	0.29
CMI01	9.85384*	PF 1	0.79	74.45	75.23		75.26	0.000974	0.79	1.00	1.35	0.29
CMI01	9.85192*	PF 1	0.79	74.35	75.13		75.16	0.000976	0.79	1.00	1.35	0.29
CMI01	9.84999*	PF 1	0.79	74.25	75.04		75.07	0.000976	0.79	1.00	1.34	0.29
CMI01	9.84807*	PF 1	0.79	74.15	74.94		74.97	0.000977	0.79	1.00	1.34	0.29
CMI01	9.84615*	PF 1	0.79	74.05	74.84		74.87	0.000977	0.79	1.00	1.34	0.29
CMI01	9.84423*	PF 1	0.79	73.96	74.75		74.78	0.000978	0.79	1.00	1.33	0.29
CMI01	9.84230*	PF 1	0.79	73.86	74.65		74.68	0.000978	0.79	1.00	1.33	0.29
CMI01	9.84038*	PF 1	0.79	73.76	74.55		74.58	0.000978	0.79	1.00	1.32	0.29
CMI01	9.83846*	PF 1	0.79	73.66	74.46		74.49	0.000978	0.79	1.00	1.32	0.29
CMI01	9.83653*	PF 1	0.79	73.56	74.36		74.39	0.000972	0.79	1.00	1.32	0.29
CMI01	9.83461*	PF 1	0.79	73.47	74.26		74.30	0.000969	0.79	1.01	1.32	0.29
CMI01	9.83269*	PF 1	0.79	73.37	74.17		74.20	0.000963	0.78	1.01	1.31	0.29
CMI01	9.83077*	PF 1	0.79	73.27	74.07		74.11	0.000955	0.78	1.01	1.31	0.28
CMI01	9.82884*	PF 1	0.79	73.17	73.98		74.01	0.000943	0.78	1.02	1.31	0.28
CMI01	9.82692*	PF 1	0.79	73.07	73.89		73.92	0.000927	0.77	1.02	1.31	0.28
CMI01	9.825*	PF 1	0.79	72.97	73.80		73.83	0.000904	0.76	1.03	1.31	0.27
CMI01	9.82307*	PF 1	0.79	72.88	73.71		73.74	0.000877	0.75	1.05	1.31	0.27
CMI01	9.82115*	PF 1	0.79	72.78	73.63		73.66	0.000841	0.74	1.06	1.30	0.26
CMI01	9.81923*	PF 1	0.79	72.68	73.55		73.58	0.000797	0.73	1.09	1.30	0.25
CMI01	9.81730*	PF 1	0.79	72.58	73.47		73.50	0.000744	0.71	1.12	1.31	0.24
CMI01	9.81538*	PF 1	0.79	72.49	73.40		73.43	0.000686	0.69	1.15	1.31	0.23
CMI01	9.81346*	PF 1	0.79	72.39	73.34		73.36	0.000622	0.66	1.20	1.31	0.22
CMI01	9.81153*	PF 1	0.79	72.29	73.28		73.31	0.000556	0.63	1.25	1.31	0.21
CMI01	9.80961*	PF 1	0.79	72.19	73.23		73.25	0.000493	0.60	1.31	1.31	0.19
CMI01	9.80769*	PF 1	0.79	72.09	73.19		73.21	0.000434	0.57	1.38	1.32	0.18
CMI01	9.80576*	PF 1	0.79	71.99	73.15		73.17	0.000379	0.54	1.46	1.32	0.16
CMI01	9.80384*	PF 1	0.79	71.90	73.12		73.13	0.000330	0.51	1.54	1.33	0.15
CMI01	9.80192*	PF 1	0.79	71.80	73.09		73.10	0.000288	0.48	1.63	1.33	0.14
CMI01	9.8	PF 1	0.79	71.70	73.06		73.07	0.000250	0.46	1.73	1.34	0.13
CMI01	9	PF 1	0.65	71.60	73.06	71.98	73.07	0.000015	0.50	1.31	5.57	0.13
CMI01	8.5		Culvert									
CMI01	8	PF 1	0.65	71.50	72.86	71.88	72.87	0.000019	0.53	1.22	5.28	0.15
CMI01	7	PF 1	0.65	71.45	72.86	71.83	72.87	0.000017	0.52	1.27	5.42	0.14
CMI01	6.5		Culvert									
CMI01	6	PF 1	0.65	71.41	72.71	71.79	72.73	0.000022	0.56	1.17	5.10	0.16
CMI01	5	PF 1	0.65	71.27	72.70	71.71	72.72	0.000027	0.65	1.00	5.48	0.17
CMI01	4.5		Culvert									
CMI01	4	PF 1	0.65	71.15	71.78	71.59	71.89	0.000412	1.49	0.44	3.08	0.60
CMI01	3.9375*	PF 1	0.65	71.10	71.82		71.83	0.000190	0.39	1.65	3.37	0.18
CMI01	3.875*	PF 1	0.65	71.05	71.81		71.81	0.000158	0.37	1.77	3.47	0.17
CMI01	3.8125*	PF 1	0.65	71.00	71.79		71.80	0.000131	0.34	1.90	3.58	0.15
CMI01	3.75*	PF 1	0.65	70.95	71.78		71.79	0.000108	0.32	2.04	3.70	0.14
CMI01	3.6875*	PF 1	0.65	70.90	71.77		71.78	0.000089	0.30	2.19	3.82	0.13
CMI01	3.625*	PF 1	0.65	70.85	71.77		71.77	0.000073	0.28	2.36	3.95	0.11
CMI01	3.5625*	PF 1	0.65	70.80	71.76		71.76	0.000060	0.26	2.53	4.08	0.10
CMI01	3.5	PF 1	0.65	70.75	71.75		71.76	0.000050	0.24	2.72	4.21	0.10
CMI01	3.375*	PF 1	0.65	70.66	71.75		71.75	0.000034	0.21	3.11	4.49	0.08
CMI01	3.25*	PF 1	0.65	70.56	71.75		71.75	0.000024	0.18	3.54	4.76	0.07
CMI01	3.125*	PF 1	0.65	70.46	71.75		71.75	0.000018	0.16	4.00	5.04	0.06
CMI01	3	PF 1	0.65	70.37	71.72	70.81	71.74	0.000032	0.69	0.94	5.24	0.19
CMI01	2.5		Culvert									
CMI01	2	PF 1	0.65	70.22	70.66	70.66	70.89	0.001300	2.10	0.31	2.53	1.01
CMI01	1	PF 1	0.65	70.14	70.61	70.41	70.63	0.001001	0.72	0.91	2.70	0.40

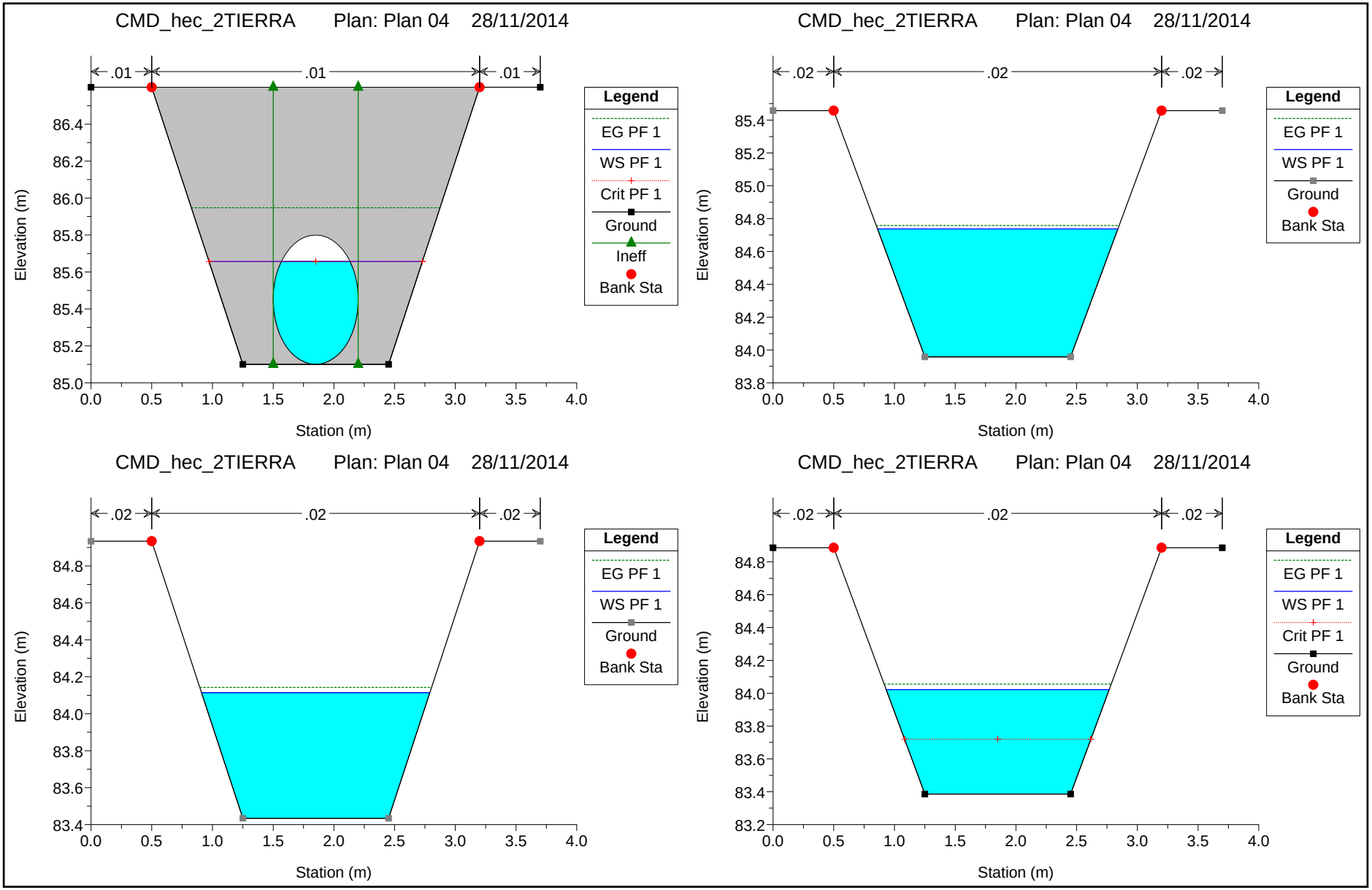
ANEXO G 2.2. SALIDAS GRÁFICAS.

Margen derecha

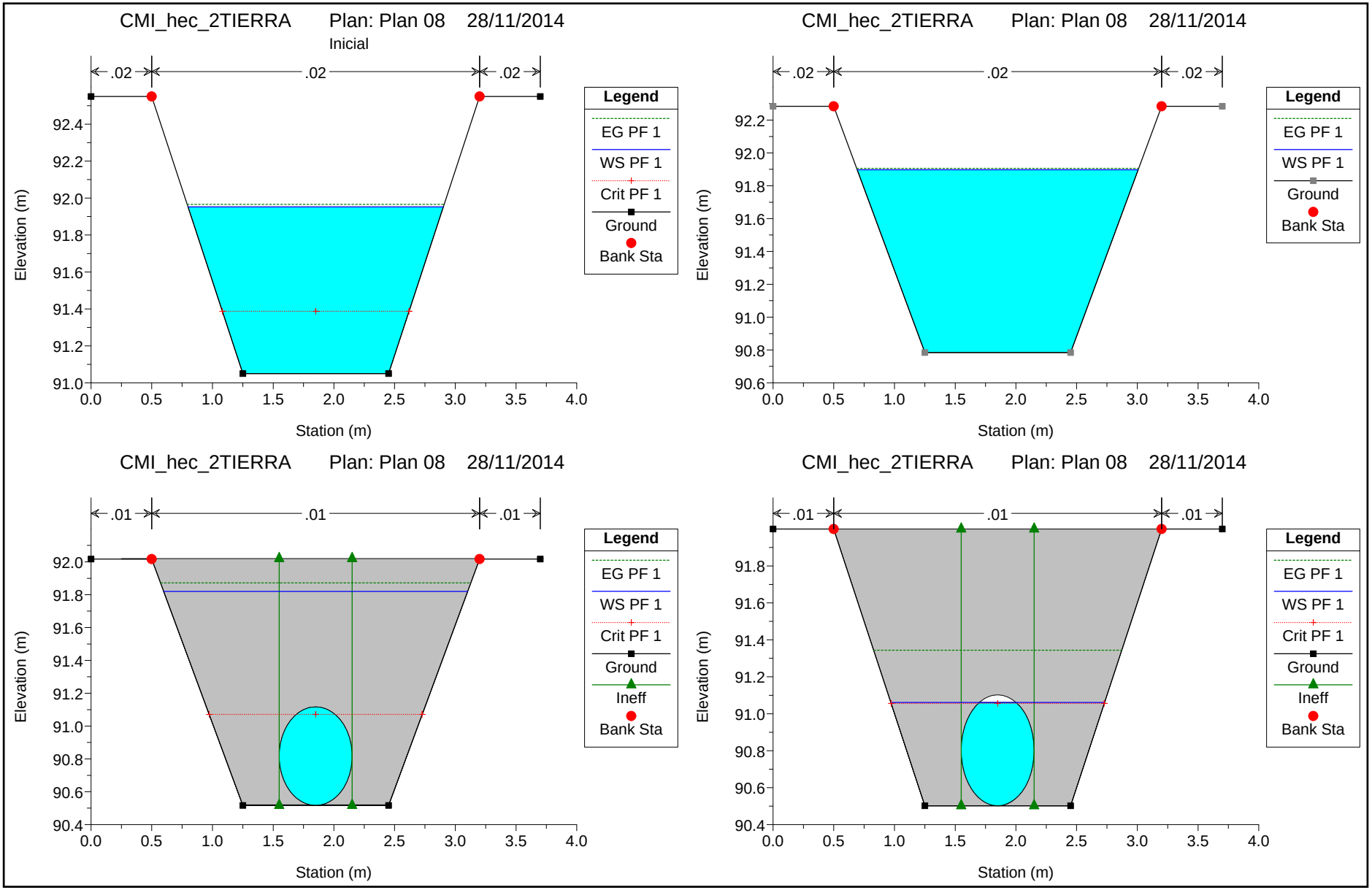

CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta

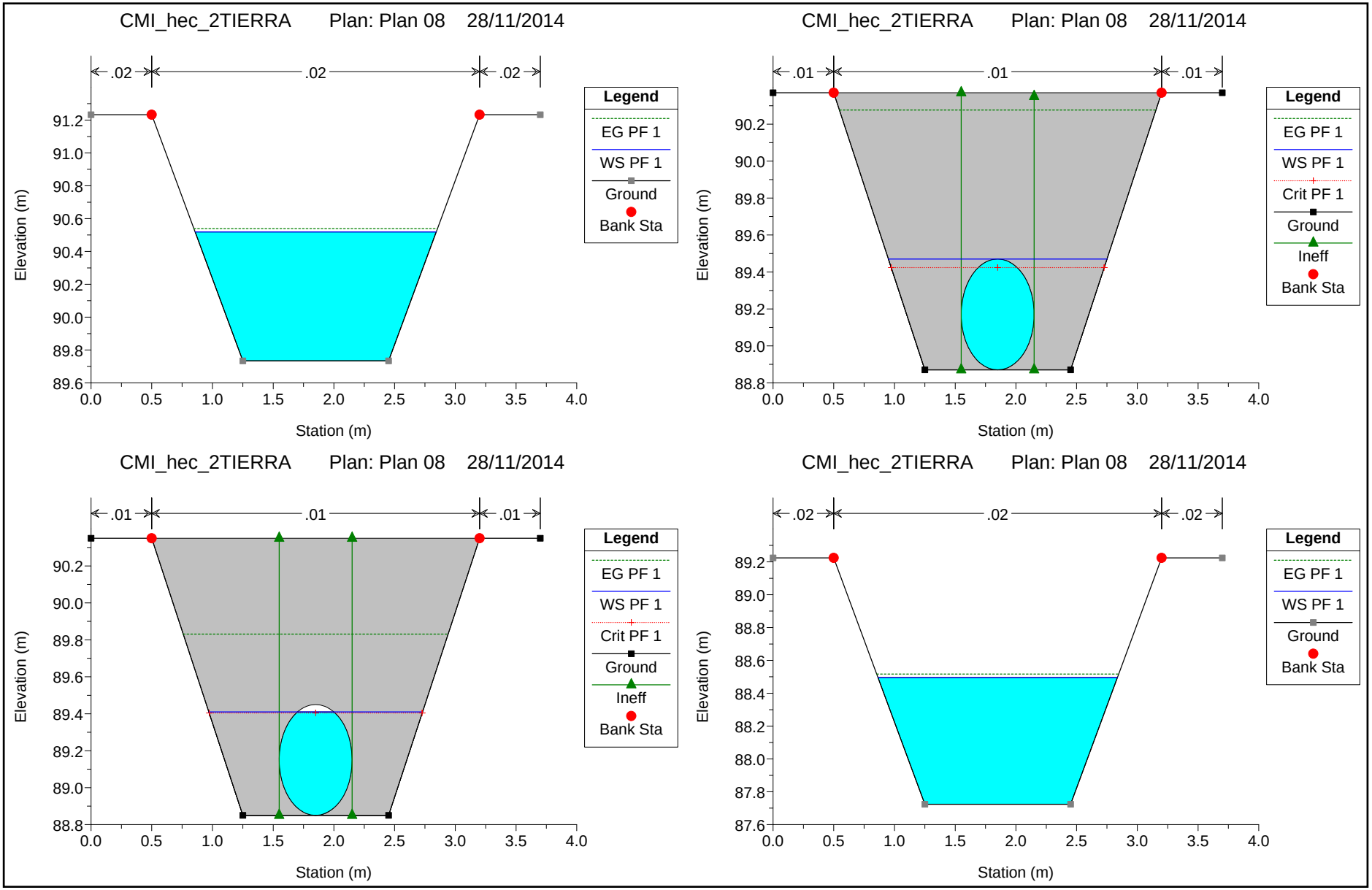

CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta

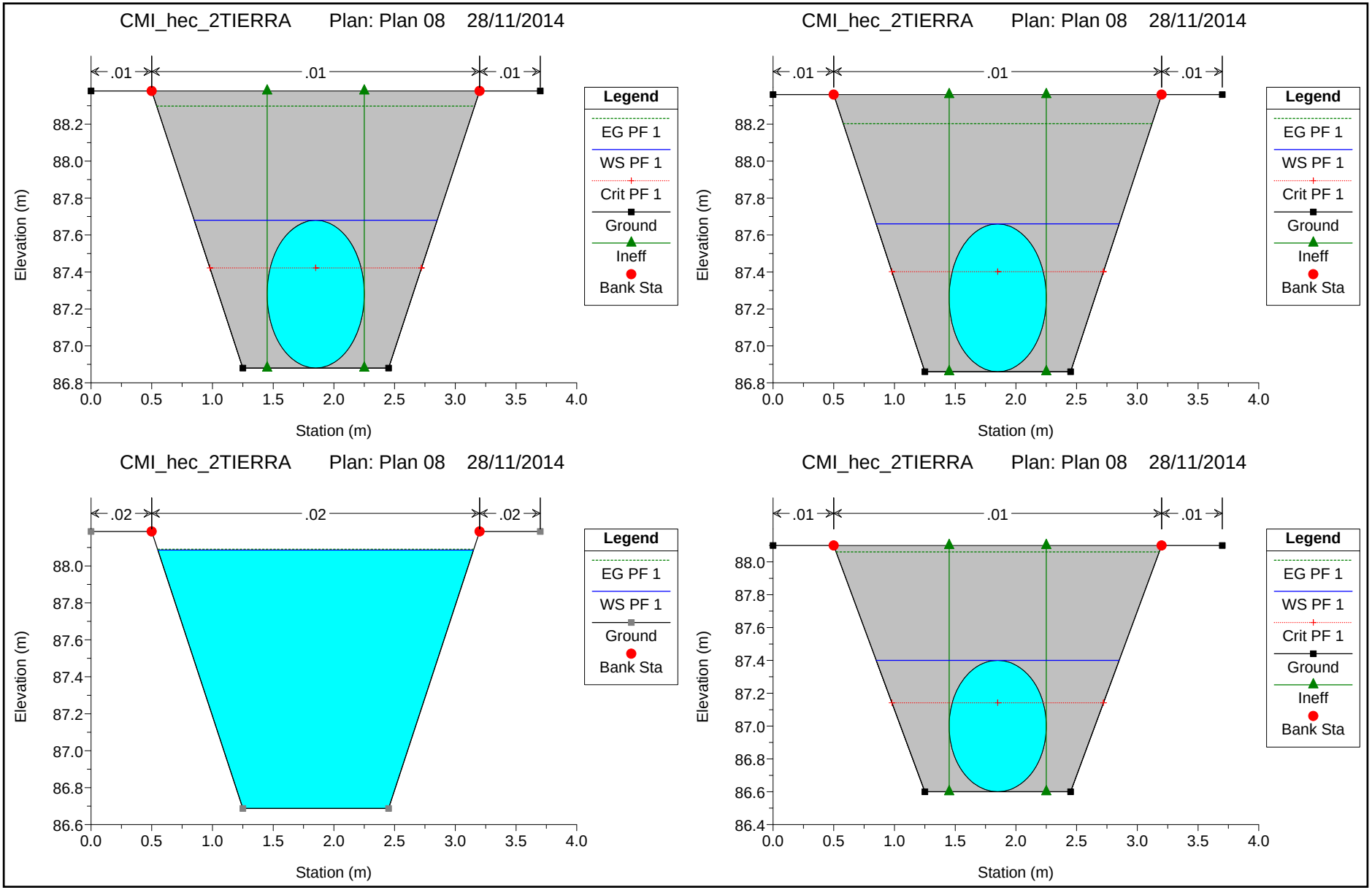

CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta

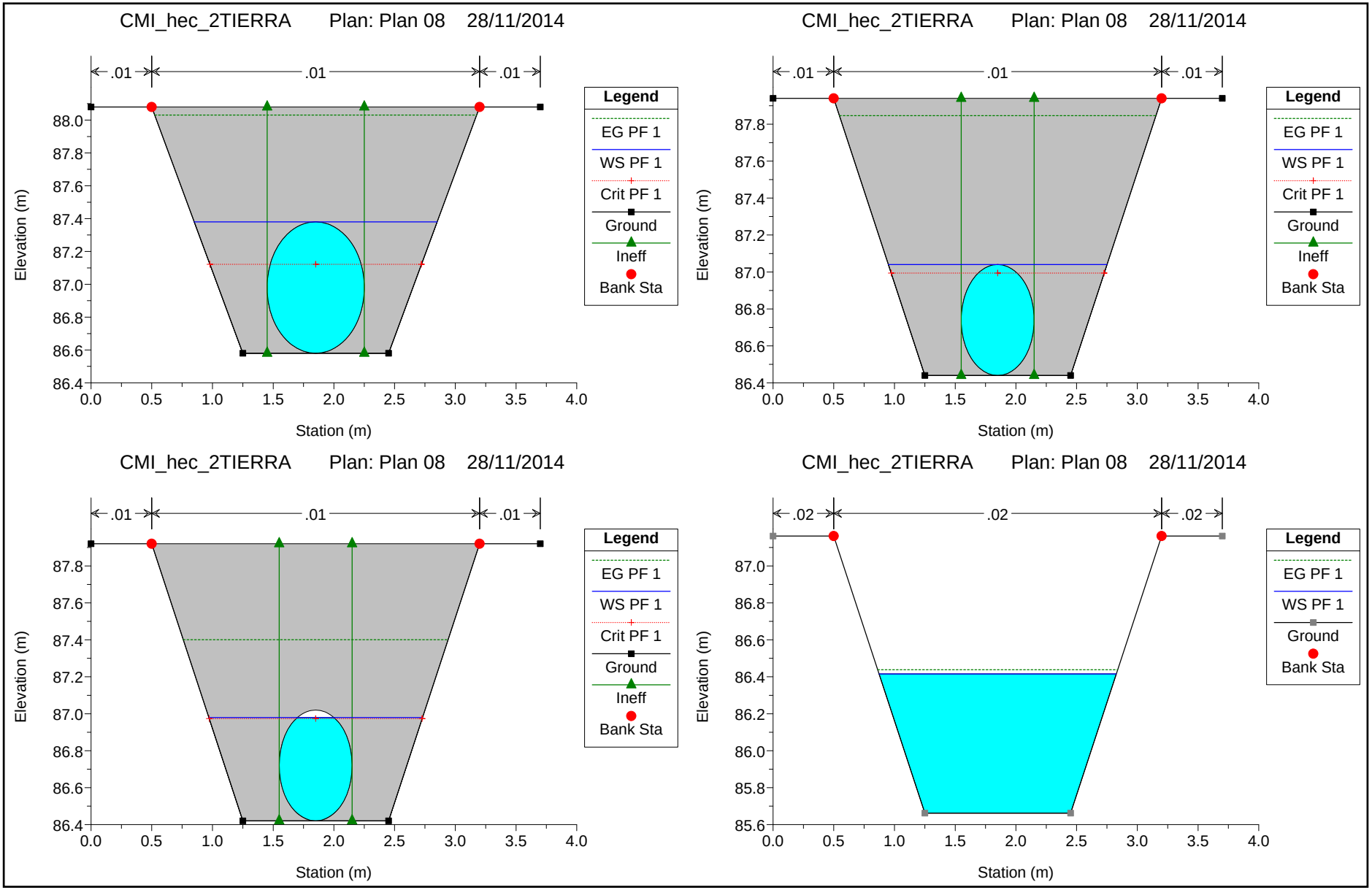

CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMD_hec_2TIERRA Plan: Plan 04 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta

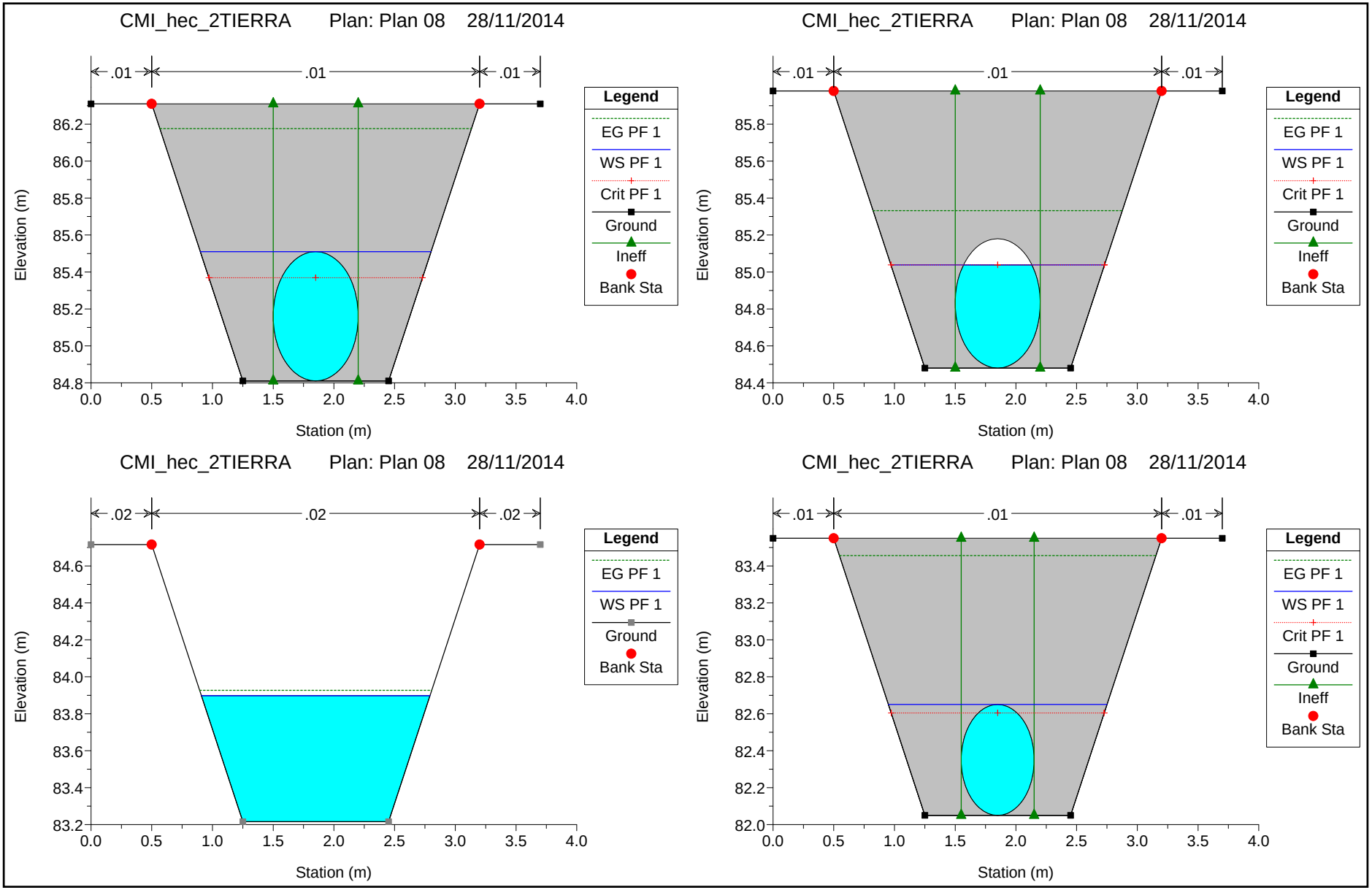
Margen Izquierda

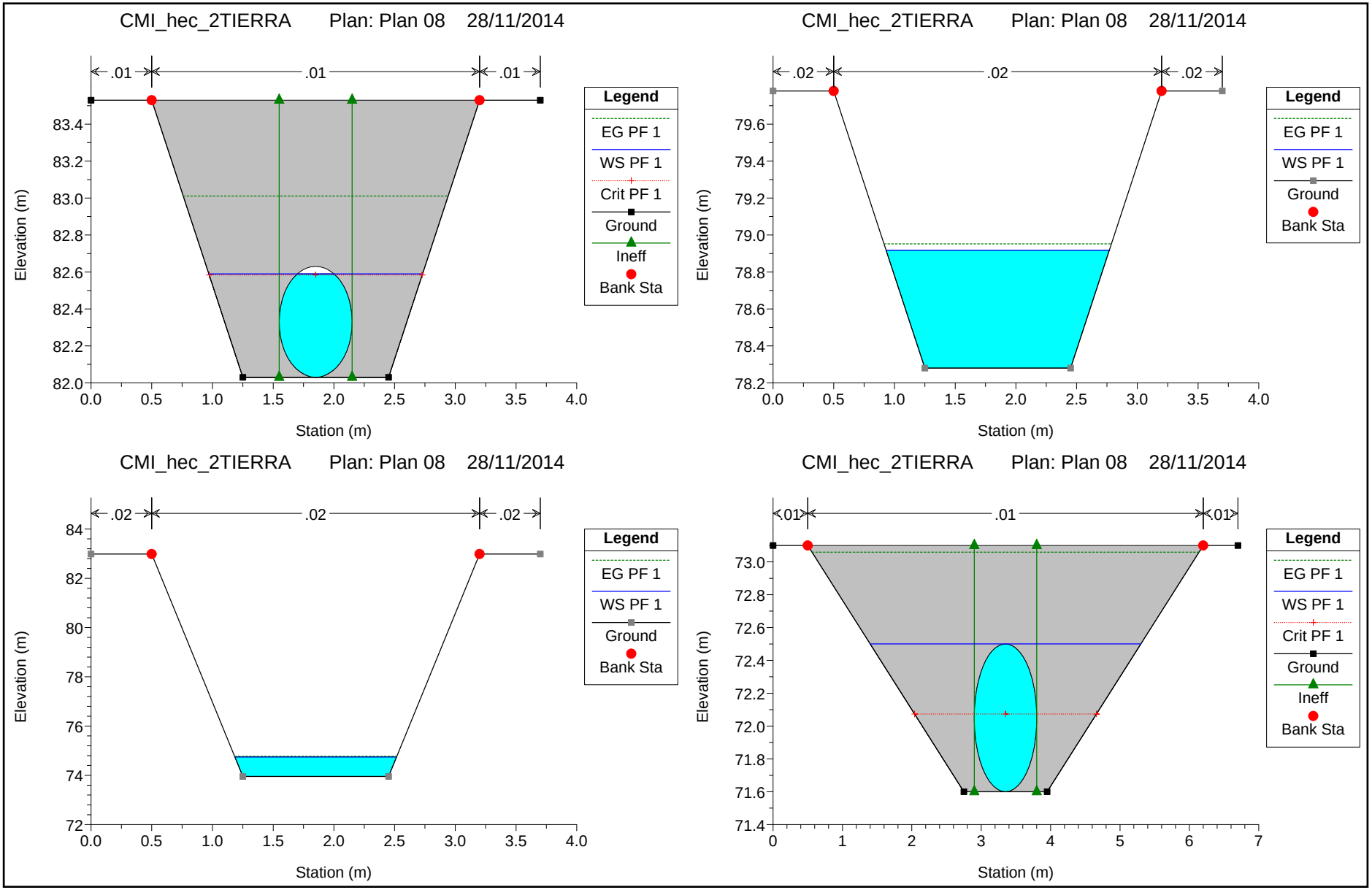

CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
Inicial
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta

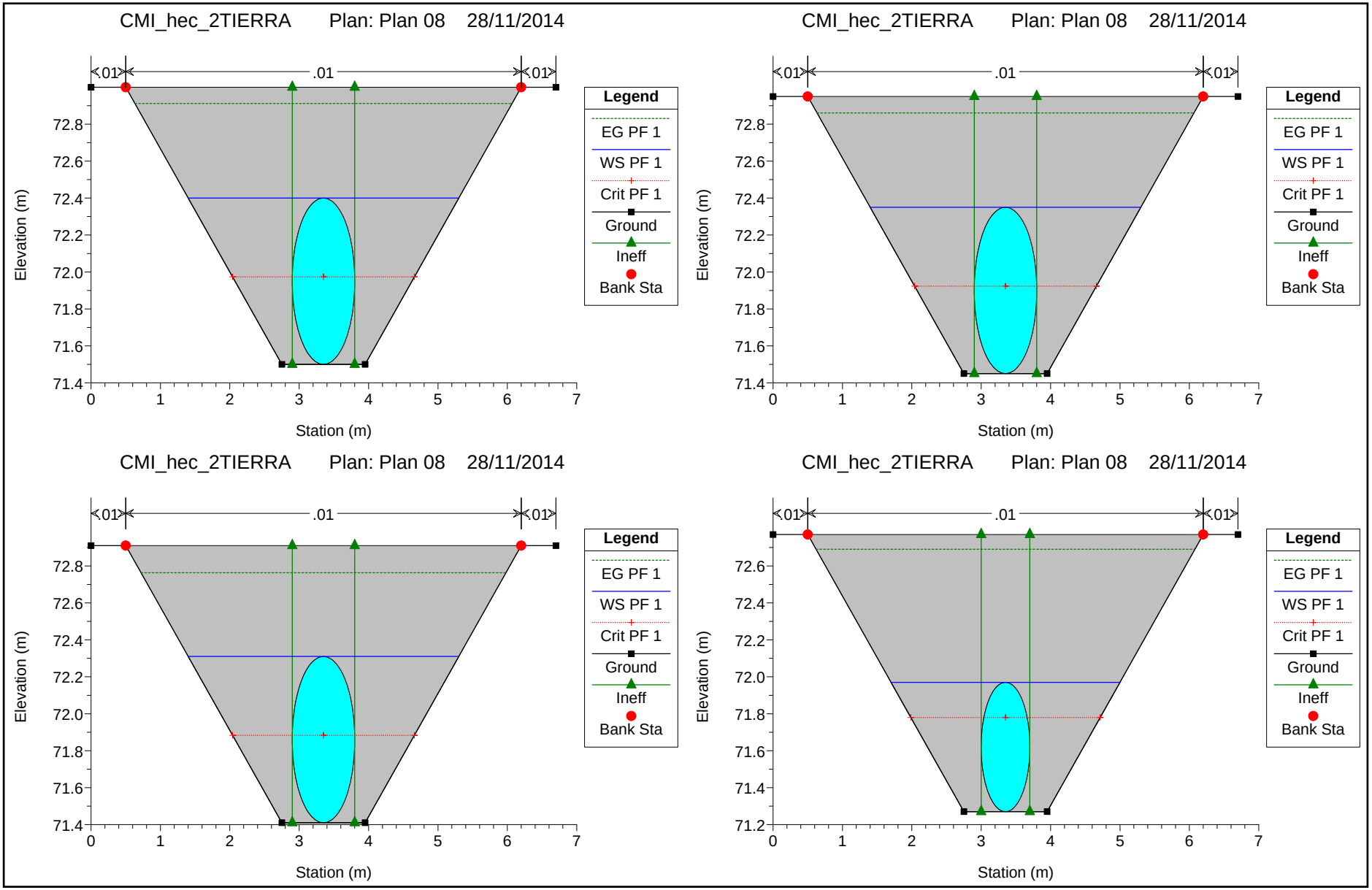

CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta

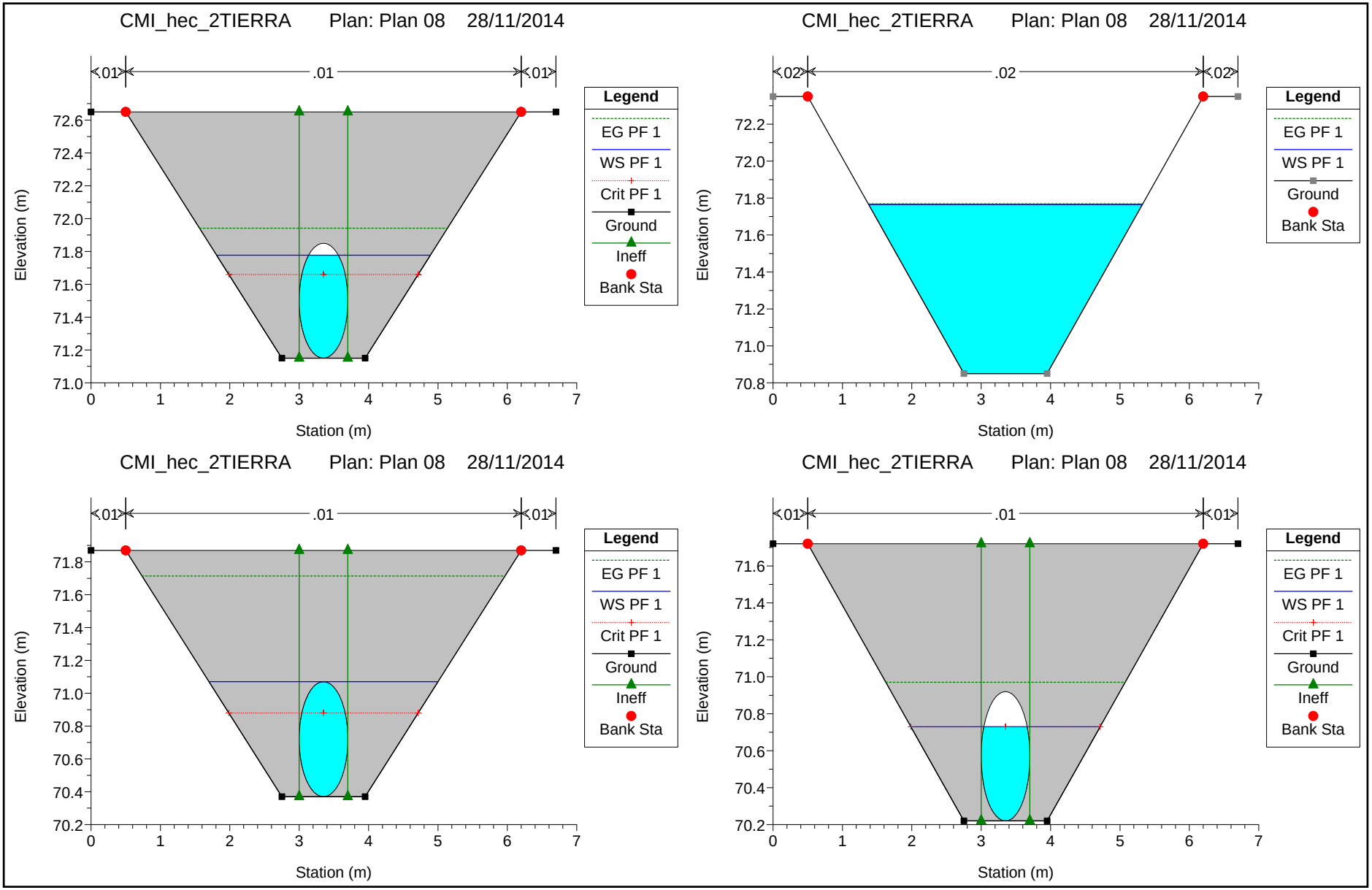

CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta


CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta

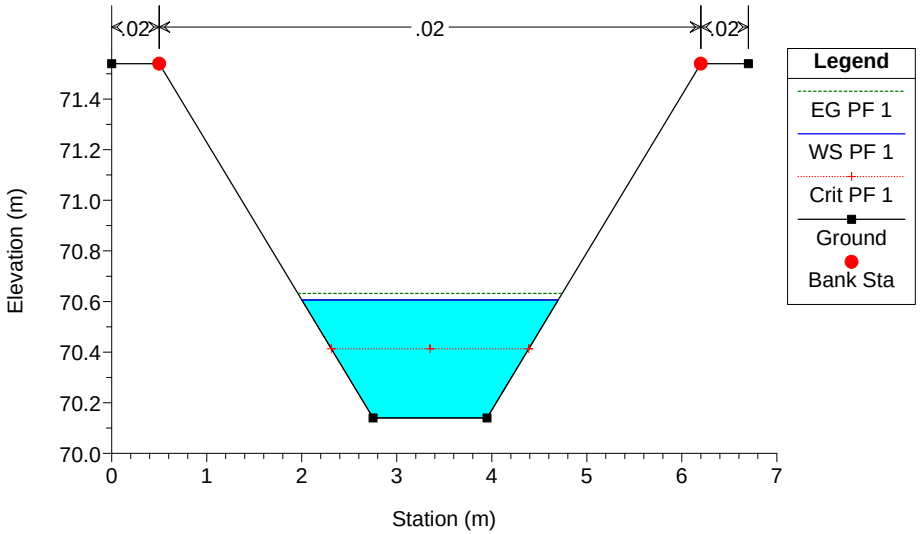

CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta


CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
.02
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta


CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
.01
.01
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.02
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta
CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014
.01
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Ineff
Bank Sta

CMI_hec_2TIERRA Plan: Plan 08 28/11/2014



ANEXO G.3. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LOS MUROS DE PRESA



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.3. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LOS MUROS DE PRESA

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.3. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LOS MUROS DE PRESA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 5
2. ALCANCE 5
3. CRITERIOS DE DISEÑO 5
   3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS 5
   3.2. FUNDACIONES DE LA PRESA 6
   3.3. RELLENOS DE MURO 6
4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD 8
5. ANALISIS DE ESTABILIDAD 9
   5.1. METODOLOGÍA 9
   5.2. SECCIONES ANALIZADAS 9
   5.3. CASOS DE ANÁLISIS 11
   5.4. HIPÓTESIS DE CÁLCULO 12
      5.4.1. NIVEL FREÁTICO MURO 12
      5.4.2. COEFICIENTE SEUDO-ESTÁTICO 12
   5.5. CONDICIONES ANALIZADAS 13
   5.6. CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD 13
   5.7. RESULTADOS 14
6. ANÁLISIS DE SIMPLIFICADO DE DEFORMACIONES POR ASENTAMIENTO 14
7. CONCLUSIONES 16

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3-1. Geometría de la presa de Quilmo 6
Tabla 4-1. Parámetros geotécnicos adoptados terreno de fundación. 8
Tabla 4-2. Parámetros geotécnicos adoptados muro. 8
Tabla 5-3. Aceleraciones máximas del suelo (g) esperadas. Embalse Quilmo. 12
Tabla 5-4. Factores de seguridad mínimos. (USACOE, 1970) 13
Tabla 5-5. Embalse Quilmo. Resultados de análisis de estabilidad Muro 14

Tabla 6-6. Muro embalse Quilmo. Datos considerados para análisis simplificado de deformaciones. 15
Tabla 6-7. Muro embalse Quilmo. Asentamiento relativo y magnitud del asentamiento..... 15

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3-1. Figura representativa Rellenos Muro Tipo homgeneo zonado..... 7
Figura 5-2. Sección analizada muro 10
Figura 6-3. Evaluación de los asentamientos sísmicos porcentuales 15

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO G 3.1. FIGURAS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Especialidad	Nombre del profesional	Especialidad
REVISIÓN TÉCNICA	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Pascual Abad Moreno	Ingeniero Civil
	Enrique Cifres Jiménez	Ingeniero Civil
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
EVALUACIÓN Y PLANIFICACIÓN PROYECTOS	Manuel Cánovas Carreño	Ingeniero Civil
MECÁNICA DE SUELO	Francisco Izquierdo Silvestre	Ingeniero Civil
	Isabel Rodriguez Gayo	Ingeniero Civil
ESTRUCTURAS	Juan Francisco Moyá Soriano	Ingeniero Civil
	Jose Vicente Candel Hernandis	Ingeniero Civil
HIDROLOGÍA	Vicente Bertolín Peiró	Ingeniero Civil
	Félix Bandrés Domínguez	Ingeniero Civil
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
RECOPILACIÓN ANTECEDENTES	Eduardo González Meliá	Ingeniero Civil
	Amparo Moreno Durá	Ingeniero Civil
AGRONOMÍA	Juan López Collado	Ingeniero Agrónomo
	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
GEOMENSURA	Javier Barragán Martos	Ingeniero Geomensor
GEOLOGÍA	Jesús Martínez Ortega	Geólogo
MEDIO AMBIENTE	Ignacio Orts Soler	Licenciado Ciencias Ambientales
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
DIBUJANTES	María Ramírez Toro	Dibujantes
	Jesús Caballer Sánchez	Dibujantes
	Sonia Padilla Genovés	Dibujantes

1. INTRODUCCIÓN

En el marco del estudio de prefactibilidad para el mejoramiento del riego en la provincia de Ñuble en los valles de los esteros Changaral, Quilmo y Ránquil, y tras descartar las opciones de los esteros Changaral y Quilmo por condicionantes tecnico-económicos, se presentan en este informe los resultados de un análisis de estabilidad (estático y seudo-estático) y de un análisis dinámico simplificado de deformaciones para el embalse de Quilmo, seleccionado en etapas previas del estudio.

Para los análisis de estabilidad en dos dimensiones (2D) se consideró la sección transversal de mayor altura de muro.

2. ALCANCE

El alcance de este informe incluye:

- Descripción, a nivel de prefactibilidad, de las características geométricas del muro del embalse Quilmo, para la alternativa descrita;
- Definición de los materiales componentes del muro del embalse, a nivel de prefactibilidad, y sus propiedades geotécnicas de acuerdo a antecedentes disponibles en presas de materiales sueltos, homogéneas zonadas.
- Estimación de los factores de seguridad estáticos y seudo-estáticos mediante métodos de equilibrio límite bidimensionales, en condición de embalse vacío y en condición de embalse lleno.
- Estimación de las deformaciones sísmicas a través del método simplificado de Swaisgood (2003), para la sección de mayor altura de muro, para la sección elegida.

3. CRITERIOS DE DISEÑO

3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Si bien el estudio de prefactibilidad contempla el estudio de 5 alturas de presa, se ha considerado realizar el estudio de estabilidad únicamente para el caso más desfavorable, considerando dicho caso la presa de mayor altura, y asumiendo que para alturas menores los coeficientes de seguridad serán mayores. En la siguiente tabla se presentan las características geométricas de la presa estudiada en el estero Quilmo.

Tabla 3-1. Geometría de la presa de Quilmo

Parámetro	Valor
Altura máxima muro (m)	18
Nivel máximo agua eventual (m)	16
Ancho coronamiento (m)	6
Talud superior Aguas Arriba (H:V)	3:1
Talud inferior Aguas Arriba (H:V)	5:1
Talud superior Aguas Abajo (H:V)	2:1
Talud inferior Aguas Abajo (H:V)	5:1

3.2. FUNDACIONES DE LA PRESA

El muro de presa estará fundado en suelos fluvi-aluviales antiguos. En efecto, el muro se encuentra sobre gravas y arenas limosas pertenecientes al Fluvio-aluvial antiguo, que se puede presentar algo cementado. Se trata de gravas redondeadas con tamaños que pueden alcanzar los 50 cm de naturaleza, fundamentalmente andesítica y granodiorítica, envueltas en una matriz areno-limosa. La proporción de gravas varía pudiendo clasificar en ocasiones como de arenas limosas con gravas, cuyas propiedades geotécnicas fueron estimadas a partir de los resultados de una campaña de prospecciones realizada en el sector de emplazamiento del muro.

En la parte central, el muro alcanzará los niveles impermeables de las limolitas de la formación Mininco, infrayacentes a los fluvio-aluviales señalados. De esta forma se garantiza la impermeabilidad de del nivel de gravas y arenas sobre los que se asienta la mayor parte del muro.

3.3. RELLENOS DE MURO

De acuerdo con el nivel de ingeniería de pre-factibilidad del proyecto, se considera que tanto para la evaluación de la estabilidad estática y seudo-estática, como para la evaluación de las deformaciones sísmicas con método simplificado, que los materiales de relleno a utilizarse corresponden a 4 tipos de rellenos necesarios para conformar un muro homogéneo zonado. A continuación se presentan sus características principales y en la siguiente figura se presenta una sección representativa con la ubicación de cada uno de ellos dentro del muro.

- **Relleno 1A**: Se trata, junto con el relleno 1B, del relleno principal que proporciona el peso y la impermeabilidad necesarios para la confección del muro. Procederá de los fluvio-aluviales

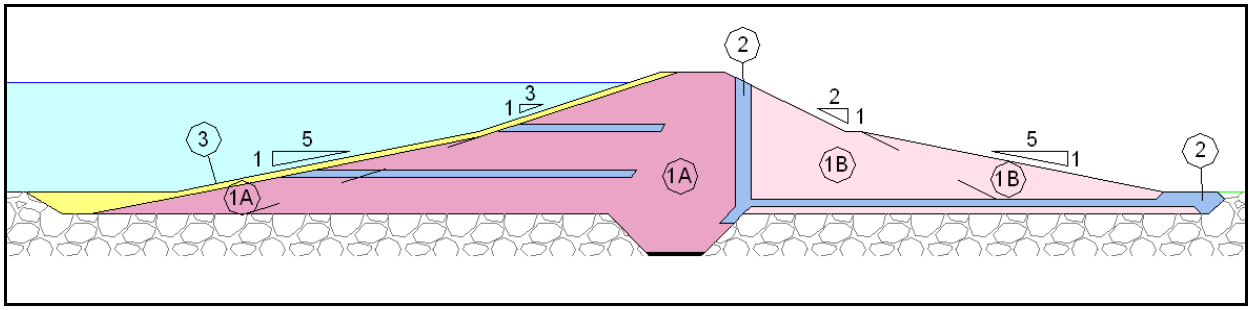
de las zonas de yacimientos para empréstitos cuyas propiedades geotécnicas fueron estimadas a partir de los resultados de una campaña de prospecciones realizada en las zonas de empréstitos. Este relleno debe ser compactado de manera de lograr un alto módulo de elasticidad con el propósito de limitar los asentamientos del muro. En su parte central debe garantizar la "impermeabilidad" del muro por lo tanto, se recomienda que el porcentaje de finos no sea inferior a 20% Se ubica en la parte central y espaldón de aguas arriba.

- **Relleno 1B**: Se trata del mismo material del relleno 1A, sin que se le imponga ninguna condición en el porcentaje de finos mínimos a cumplir, ya que su objetivo es solo dar estabilidad al muro. Como en el caso anterior debe ser compactado de manera de lograr un alto módulo de elasticidad con el propósito de limitar los asentamientos del muro.

- **Relleno 2**: Constituido por arena y/o grava fina arenosa con tamaño máximo 3/4". Se emplaza como filtro/dren horizontal en el espaldón de aguas arriba y como dren chimenea en el espaldón de aguas abajo y tiene por objetivo filtrar y drenar, evitando por un lado la pérdida de material y por otro la disipación de subpresiones.

- **Relleno 3:** Este relleno está constituido principalmente por bolones y bloques y tiene como propósito proteger el talud de aguas arriba del muro.

Figura 3-1. Figura representativa Rellenos Muro Tipo homgeneo zonado.



Para los análisis de estabilidad se ha considerado, a modo de simplificación acorde con el nivel de ingeniería actual y con un criterio conservador, que los materiales 1A y 1B poseen iguales propiedades geotécnicas. Con el mismo criterio conservador, en los modelos no se incluyen los materiales 2 y 3.

4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La definición de los parámetros geotécnicos se realizó a partir de la campaña de prospecciones de terreno y ensayos de laboratorio cuyos resultados están incluidos en el INFORME TÉCNICO Nº 5 por. Por otro lado, los parámetros geotécnicos utilizados en los materiales que componen el muro del embalse, debido al nivel de ingeniería de prefactibilidad actual del proyecto, se han establecido a partir de los datos obtenidos apoyándose en la bibliografía existente sobre suelos compactados. Las propiedades propuestas deberán ser validadas en etapas siguientes del proyecto.

A continuación se indican los parámetros geotécnicos adoptados para la fundación del muro de presa de Quilmo. Como se observa, se han contemplado 2 suelos a la hora de estimar la estabilidad del muro de presa ya que la cimentación se realizará sobre los materiales de la unidad Q1fa, la cual a la vez se asienta sobre los materiales de la unidad Pplm. No se han tenido en cuanta los parámetros de las unidades Qf y Qc, ya que deberían ser retiradas antes de realizar la cimentación del muro de presa.

Tabla 4-1. Parámetros geotécnicos adoptados terreno de fundación.

Tipo de Suelo	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción interna ϕ (º)	γ (kN/m³)
Fluvio-aluvial antiguo. Unidad Q1fa	-	30	20,0
Limolitas de la formación Mininco. Unidad Pplm	50	45	16,5

Tabla 4-2. Parámetros geotécnicos adoptados muro.

Parámetro	Espaldones
	1A y 1B
γ_d (kN/m³)	20
γ_t (kN/m³)	21
γ_{sat} (kN/m³)	23
c (kPa)	5
ϕ (º)	34

5. ANALISIS DE ESTABILIDAD

A continuación se presenta el análisis de estabilidad estático y seudo-estático del muro mediante el modelo de equilibro límite, a través del cual se han determinado los factores de seguridad asociados a potenciales superficies de deslizamiento.

Se evaluarán las secciones a ser analizadas en la modelación seleccionando aquellos que sean más críticos para la estabilidad.

5.1. METODOLOGÍA

Los análisis de estabilidad se efectuaron mediante el método de equilibrio límite. Este método permite asociar un factor de seguridad a una potencial superficie de deslizamiento con una geometría definida. El factor de seguridad depende de la geometría de la potencial superficie de deslizamiento, de las propiedades de resistencia al corte y de las condiciones particulares que presenta la situación analizada (presiones de poros, sobrecargas, fuerzas sísmicas).

Los cálculos se desarrollaron mediante el programa SLOPE/W 2007, el cual permite determinar los factores de seguridad asociados a un gran número de potenciales superficies de deslizamiento. Este programa permite, entre otras, las siguientes capacidades:

- Evaluar geometrías con varios tipos de suelos con distintas propiedades geotécnicas
- Adoptar distintos modelos de resistencia al corte de los suelos
- Analizar el caso sísmico mediante un análisis seudo-estático
- Analizar distintos tipos de superficies de deslizamiento (planas, circulares, o definidas por el usuario)
- Verificar los resultados con distintos métodos de equilibrio límite (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, etc.)

Para evaluar la estabilidad del muro del embalse Quimo durante la ocurrencia de un evento sísmico, se utilizó un análisis seudo-estático. Este análisis consiste en imponer fuerzas horizontales al potencial volumen de deslizamiento, que representan las fuerzas sísmicas inerciales. Estas fuerzas, que son proporcionales a peso de la cuña de deslizamiento, se definen a través de coeficientes sísmicos. Los factores de seguridad reportados en este estudio son calculados mediante el método de Morgenstern-Price.

5.2. SECCIONES ANALIZADAS

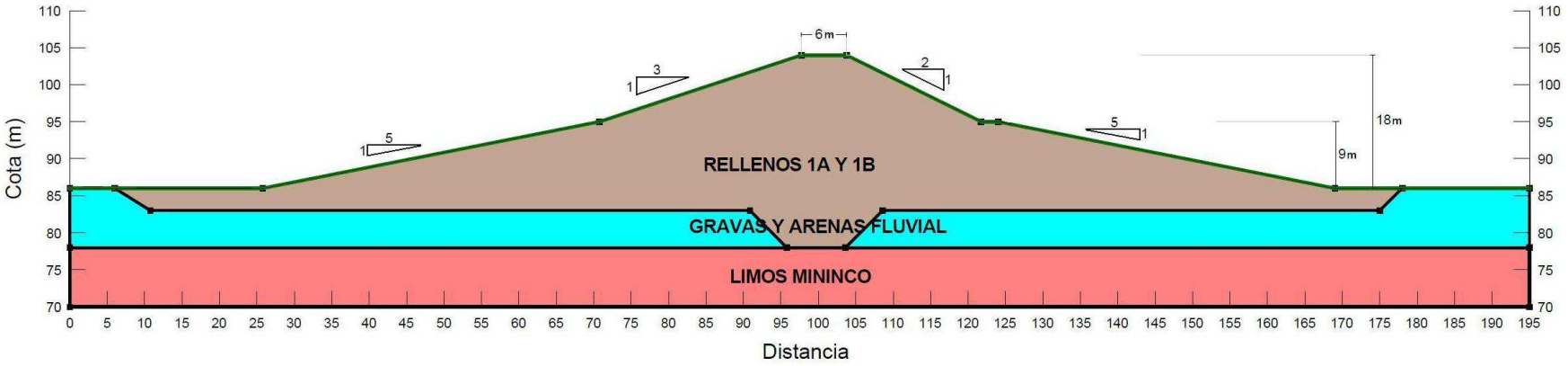
Las características de las secciones analizadas se presentan en la siguiente figura. La sección analizada corresponde a una altura de muro igual a 15,90 m.

Figura 5-2. Sección analizada muro

EMBALSE DE QUILMO

Análisis de Estabilidad

Name: RELLENOS 1A Y 1B Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 5 kPa Phi: 34 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Unit Weight: 21 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 °
Name: LIMOS MININCO Unit Weight: 16.5 kN/m³ Cohesion: 50 kPa Phi: 40 °



5.3. CASOS DE ANÁLISIS

El análisis de la estabilidad de una presa de tierras se ha de realizar bajo 3 hipótesis diferentes:

- Análisis de estabilidad al final de la construcción
- Análisis de estabilidad durante un desembalse rápido
- Análisis de estabilidad con embalse lleno

En este estudio no se ha contemplado la estabilidad al final de la construcción, al considerar esta condición motivo de estudios posteriores al presente de prefactibilidad. Dentro de las otras dos hipótesis diferentes, se han considerado aquellos casos que suponen las condiciones más desfavorables para cada talud. Se consideran los siguientes casos de análisis:

Talud de aguas arriba

Caso A: Embalse lleno hasta la cota máxima de agua y desembalse rápido. La cota máxima de agua considerada es de 1,4 m por debajo de la cota de coronamiento del muro. Este nivel de embalse se adopta para el análisis de estabilidad de manera conservadora a nivel de prefactibilidad, independientemente que el nivel del vertedero actualmente se ubica 5 m por debajo del nivel de coronamiento.

En el caso A se consideran 2 análisis, los que corresponden a:

- Caso A-1: Desembalse rápido hasta la mitad de altura del muro
- Caso A-2: Desembalse rápido de la totalidad del embalse.

Talud de aguas abajo

Caso B: Embalse lleno hasta la cota máxima de agua. La cota máxima de agua considerada es de 1,4 m por debajo de la cota de coronamiento del muro. Este nivel de embalse se adopta para el análisis de estabilidad de manera conservadora a nivel de prefactibilidad, independientemente que el nivel del vertedero actualmente se ubica 5 m por debajo del nivel de coronamiento.

En el caso B se consideran 2 análisis, los que corresponden a:

- Caso B-1: Evento sin sismo
- Caso B-2: Evento con sismo.

5.4. HIPÓTESIS DE CÁLCULO

5.4.1. NIVEL FREÁTICO MURO

Para todos los casos estudiados se ha supuesto que el talud de aguas arriba se encuentra saturado, con el nivel freático 1,4 m por debajo de la cota de coronamiento, mientras que el talud de aguas abajo se encuentra drenado y con el nivel freático 1,5 m por encima del pie de talud.

5.4.2. COEFICIENTE SEUDO-ESTÁTICO

De acuerdo al estudio de amenaza sísmica elaborado para este estudio de prefactibilidad, las aceleraciones de campo libre esperadas son las indicadas en la siguiente tabla.

Tabla 5-3. Aceleraciones máximas del suelo (g) esperadas. Embalse Quilmo.

Vida útil (años)	Periodo de retorno (años)	Sismicidad Interplaca	Sismicidad intraplaca	Sismicidad Cortical
20	190	0,296	0,694	0,009
50	475	0,297	0,71	0,009
75	712	0,298	0,713	0,009
100	949	0,298	0,715	0,009

Para el análisis seudo-estático, se determinó el coeficiente sísmico aplicando las recomendaciones de Saragoni para el caso Chileno (ref. j), utilizando un periodo de retorno de 949 años.

La metodología recomendada para evaluar el coeficiente sísmico horizontal es la siguiente:

Sismos tipo Interplaca:

$$k_h = \begin{cases} 0{,}3 \cdot \dfrac{a_{\max}}{g} & ; \quad a_{\max} \le 0{,}66g \\ 0{,}22 \cdot \left(\dfrac{a_{\max}}{g} \right)^{1/3} & ; \quad a_{\max} > 0{,}66g \end{cases}$$

Sismos tipo Intraplaca profundidad intermedia:

$$k_h = \begin{cases} 0{,}214 \cdot \dfrac{a_{max}}{g} & ; \quad a_{max} \le 0{,}66g \\ 0{,}22 \cdot \left(\dfrac{a_{max}}{2{,}51g} \right)^{1/3} & ; \quad a_{max} > 0{,}66g \end{cases}$$

A partir de la evaluación de las aceleraciones máximas definidas en la tabla, en la metodología descrita, se ha decidido utilizar en los análisis de estabilidad un coeficiente sísmico horizontal k_h=0,15.

5.5. CONDICIONES ANALIZADAS

Los análisis de estabilidad consideran las siguientes condiciones:

- Análisis Estático.

No se incluyen solicitaciones sísmicas.

- Análisis Seudo-Estático.

Se incluyen solicitaciones sísmicas.

5.6. CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD

Para determinar los criterios de aceptabilidad se han empleado los factores de seguridad mínimos establecidos por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos (USACOE 1970), y que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5-4. Factores de seguridad mínimos. (USACOE, 1970).

Condicion de Diseño	Factor de seguridad	
	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I Al final de la Construcción	1.3	1.3
II Desembalse rápido	1.5	-
III Embalse lleno	-	1.5
IV Sismo (solo en I y III)	1.0	1.0

5.7. RESULTADOS

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad.

Tabla 5-5. Embalse Quilmo. Resultados de análisis de estabilidad Muro

Caso	Factores de Seguridad	
	Análisis Estático	Análisis Seudo-Estático
A-1	1,8	-
A-2	1,6	-
B-1	1,9	-
B-2	-	1,4

Los resultados indican que los depósitos cumplen con los criterios de aceptabilidad. Cabe señalar, que los resultados presentados son válidos para las condiciones descritas en este informe, ante cualquier modificación de éstas deben recalcularse los factores de seguridad.

6. ANÁLISIS DE SIMPLIFICADO DE DEFORMACIONES POR ASENTAMIENTO

Para la estimación de los asentamientos remanentes sísmicos en el coronamiento del muro, se ha utilizado el método de Swaisgood , el cual estima los asentamientos relativos expresados como un porcentaje de la altura del muro más el espesor de los depósitos aluviales bajo el muro. El método de Swaisgood, es un método empírico, que se basa en la recopilación de datos reales.

Para determinar los asentamientos se debe utilizar la siguiente expresión:

$$CS = e^{0,57\,M + 6,07\,PAG - 8,00}$$

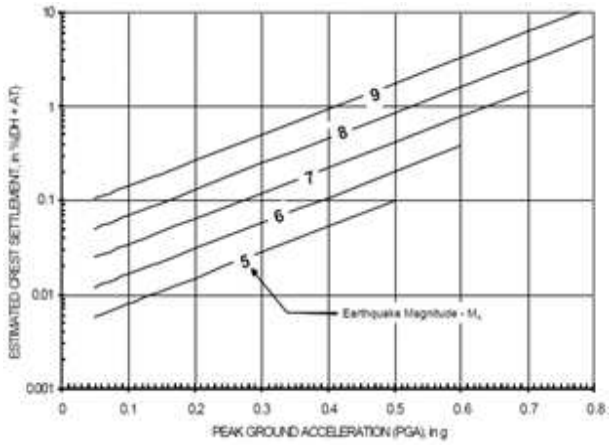
Donde:

CS: Asentamiento vertical relativo en el coronamiento del muro.

M: Magnitud del sismo

PGA: Aceleración máxima horizontal.

Figura 6-3. Evaluación de los asentamientos sísmicos porcentuales



En la siguiente tabla se presentan los datos considerados para el análisis de deformaciones del muro.

Tabla 6-6. Muro embalse Quilmo. Datos considerados para análisis simplificado de deformaciones.

Altura muro	21	m
Espesor depósitos fluviales	10	m
Magnitud de Sismo	8,31	
Aceleración de diseño - Aceleración máxima	0,715	g

Los asentamientos verticales relativos, obtenidos se presentan en la siguiente tabla. Además, se incluyen la magnitud de los asentamientos, la que se obtiene de multiplicar el asentamiento relativo por la altura del muro del embalse más el espesor de suelo sobre material sobreconsolidado.

Tabla 6-7. Muro embalse Quilmo. Asentamiento relativo y magnitud del asentamiento.

Asentamiento Relativo (%)	Asentamiento (m)
2,94	0,82

Los asentamientos asociados a eventos sísmicos deben ser considerados en el diseño del muro a través de la definición de la revancha mínima permitida entre el nivel máximo de agua y el coronamiento del muro, es decir mediante la definición del nivel del vertedero.

Los valores obtenidos en la anterior tabla provienen de un análisis muy simplificado, acorde con el nivel de prefactibilidad en que se encuentra el proyecto, y se deben a las altas aceleraciones sísmicas esperadas en terreno. Se recomienda fuertemente refinar la estimación de asentamientos sísmicos por medio de un análisis dinámico utilizando métodos de elementos finitos o diferencias finitas en las etapas de ingeniería de factibilidad o ingeniería básica.

7. CONCLUSIONES

El Muro cumple satisfactoriamente con los criterios de estabilidad definidos.

- La condición de análisis más desfavorable resulta ser el caso sísmico.
- El asentamiento sísmico máximo en el coronamiento del muro calculado mediante el método de Swaisgood corresponde a 0,82 m.
- En esta fase de estudio no se ha realizado el análisis de estabilidad al final de la construcción. Dicho estudio deberá ser contemplado en posteriores estudios.

ANEXOS

ÍNDICE

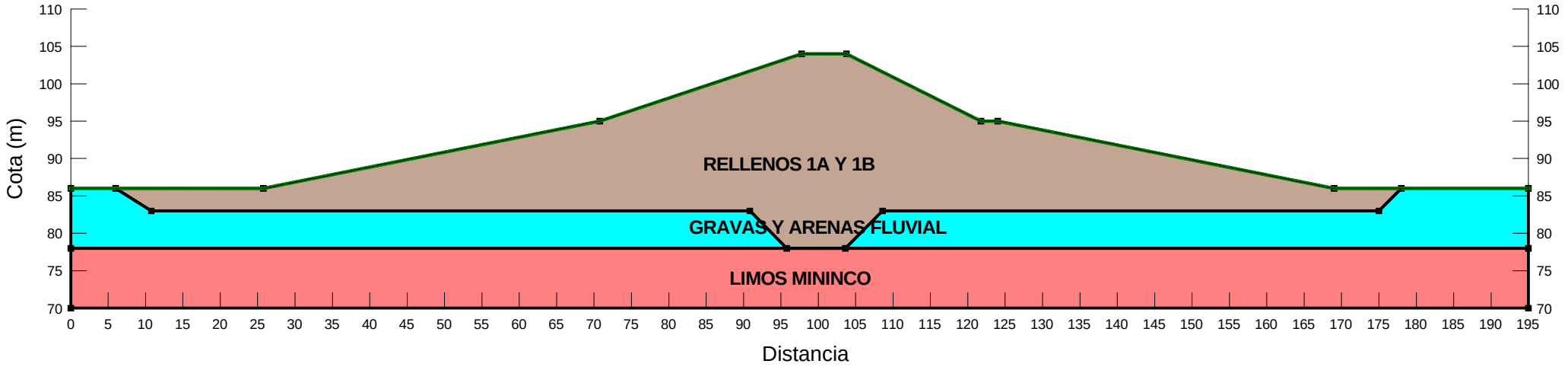
ANEXO G.3.1. FIGURAS ANÁLISIS ESTABILIDAD.

ANEXO G 3.1. FIGURAS ANÁLISIS ESTABILIDAD.

EMBALSE DE QUILMO

Análisis de Estabilidad

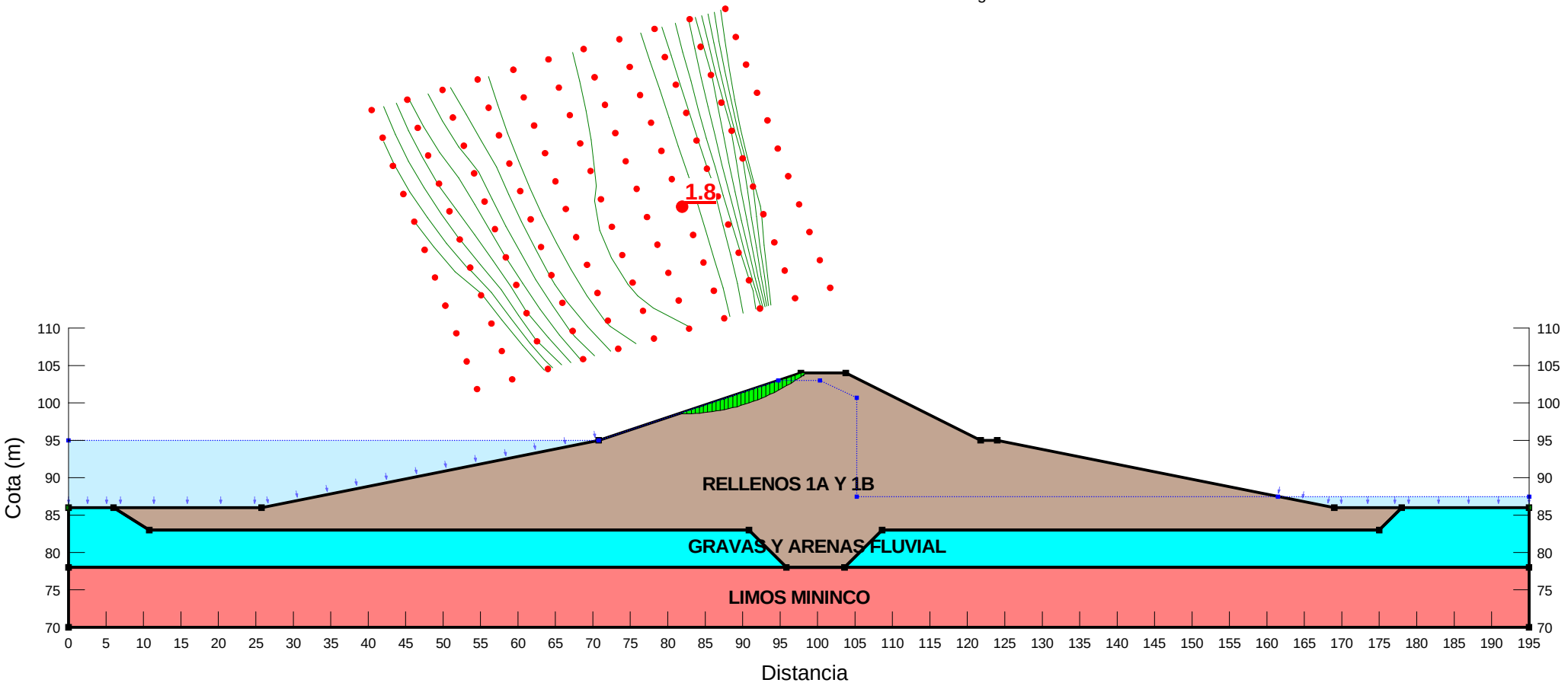
Name: RELLENOS 1A Y 1B Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 5 kPa Phi: 34 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Unit Weight: 21 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 °
Name: LIMOS MININCO Unit Weight: 16.5 kN/m³ Cohesion: 50 kPa Phi: 40 °



EMBALSE DE QUILMO
Cota coronación 104 m.s.n.m

Análisis de Estabilidad
Caso A-1 Desembalse rápido
Talud Aguas Arriba

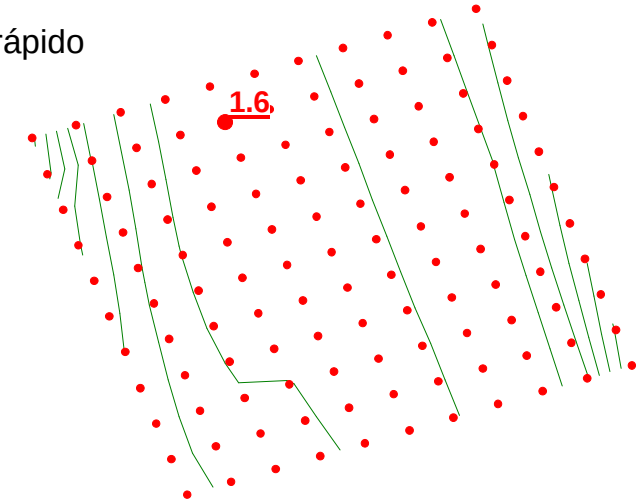
Name: RELLENOS 1A Y 1B Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 5 kPa Phi: 34 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Unit Weight: 21 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 °
Name: LIMOS MININCO Unit Weight: 16.5 kN/m³ Cohesion: 50 kPa Phi: 40 °



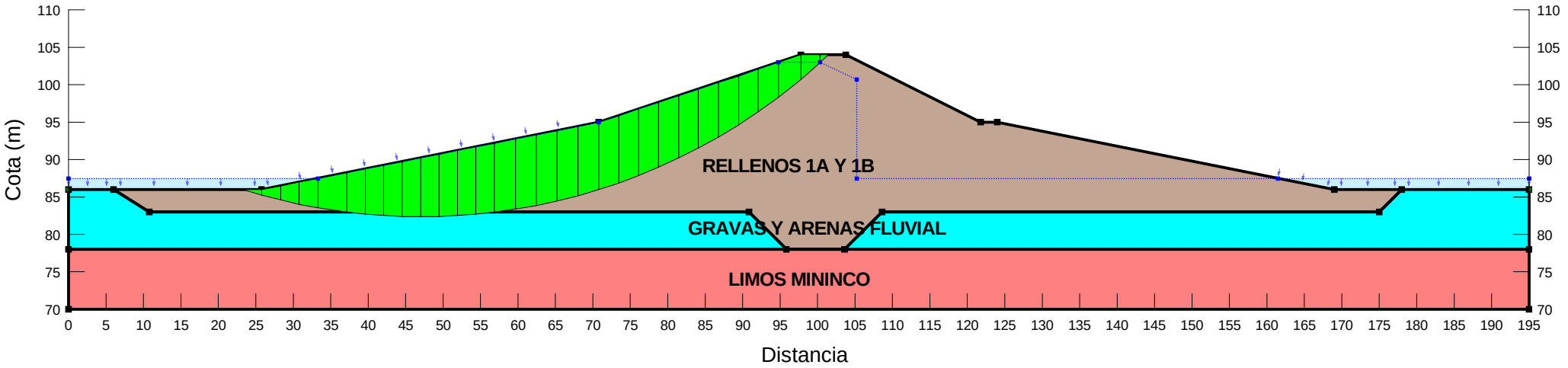
ANEXO G.4. SISTEMA DE AFORO DE CAUDALES

EMBALSE DE QUILMO
Cota coronación 104 m.s.n.m

Análisis de Estabilidad
Caso A-2 Desembalse rápido
Talud Aguas Arriba



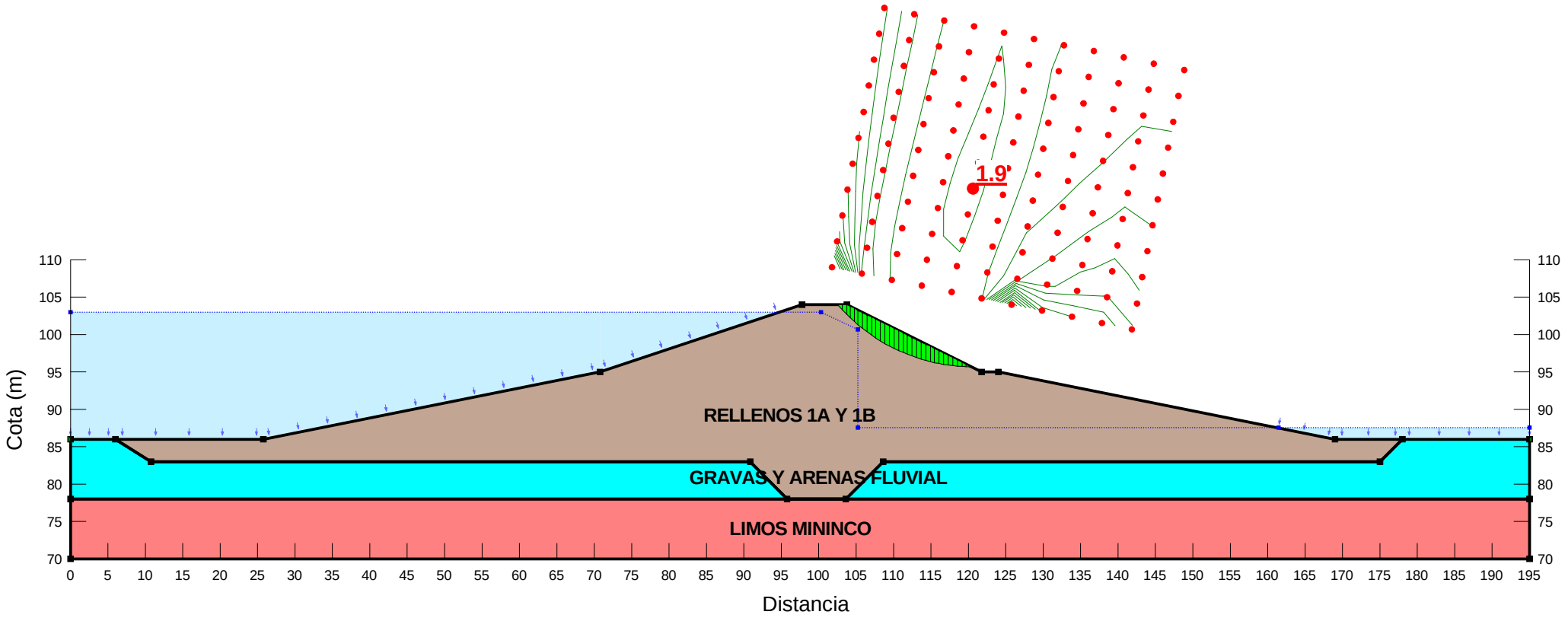
Name: RELLENOS 1A Y 1B Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 5 kPa Phi: 34 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Unit Weight: 21 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 °
Name: LIMOS MININCO Unit Weight: 16.5 kN/m³ Cohesion: 50 kPa Phi: 40 °



Análisis de Estabilidad
Caso B-1 Estático
Talud Aguas Abajo

EMBALSE DE QUILMO
Cota de coronación 104 m.s.n.m.

Name: RELLENOS 1A Y 1B Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 5 kPa Phi: 34 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Unit Weight: 21 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 °
Name: LIMOS MININCO Unit Weight: 16.5 kN/m³ Cohesion: 50 kPa Phi: 40 °

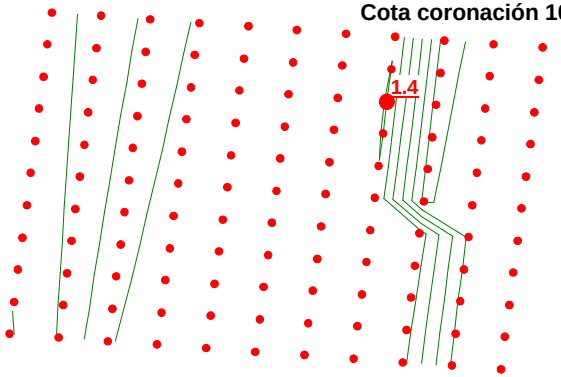


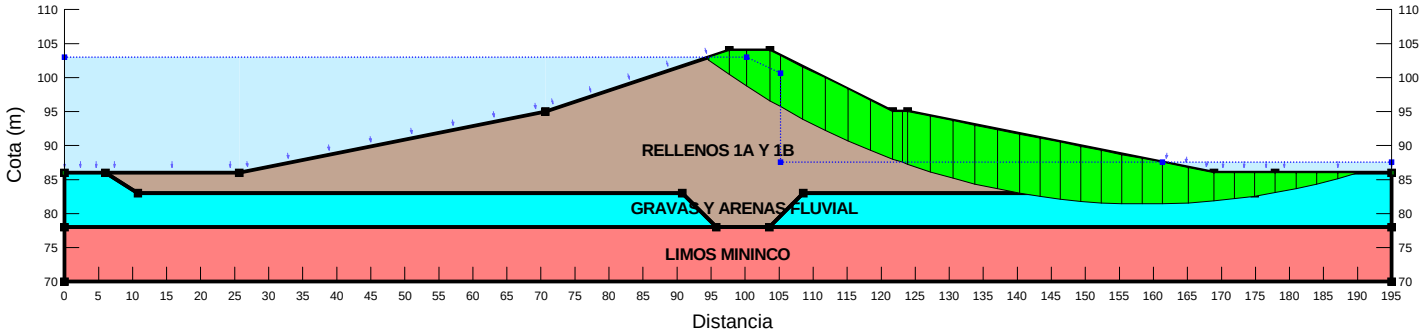
EMBALSE DE QUILMO
Cota coronación 104 m.s.n.m

Análisis de Estabilidad
Caso B-2 Pseudo-estático
Talud Aguas Abajo

Kh=0,15

Name: RELLENOS 1A Y 1B Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 5 kPa Phi: 34 °
Name: GRAVAS Y ARENAS FLUVIAL Unit Weight: 21 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 30 °
Name: LIMOS MININCO Unit Weight: 16.5 kN/m³ Cohesion: 50 kPa Phi: 40 °





ANEXO G.5. INFORME HIDROGENERACIÓN



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.4
SISTEMA DE AFORO DE CAUDALES

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 3
2. DISEÑO PRELIMINAR 3
   2.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL CANAL PARSHALL 3
   2.2. RESUMEN DE AFORADORES 6
   2.3. UBICACIÓN DE LOS AFORADORES 8
   2.4. SISTEMA DE CONEXIÓN REMOTO 8
   2.5. DISEÑO DEL SISTEMA DE AFORO REMOTO DE CAUDALES 9
   2.6. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA. 11

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2--1. Dimensiones de los aforados Parshall en milímetros 4
Tabla 2-2. Parámetros de los aforados Parshall según el ancho de la garganta 5
Tabla 2-3. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen izquierda 7
Tabla 2-4. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha 7
Tabla 2-5. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha 7
Tabla 2-6. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha 8
Tabla 2-7. Ventajas y desventajas de los sistema de telecontrol. 12

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2-1. Planta de un aforador Parshall con sus componentes 4
Figura 2-2. Alzado de un aforador Parshall con sus componentes 5
Figura 2-3. Sección de un aforador Parshall y la determinación de la elevación de la cresta 6
Figura 2-4. Instalación de un aforador Parshall en canal de riego 8

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se estudia la posibilidad de instalar sistemas de aforo remoto del caudal de la red de distribución del agua del embalse.

Se proyectó un sistema de aforo, para medición de caudales de los canales matrices. Sistema que consiste en siete estaciones de aforo, las cuales se instalarán al inicio, al final y en un punto intermedio de la traza de los dos canales matrices y en el inicio del canal derivado.

Estos aforadores tendrán la capacidad de medir el caudal que transporta el canal y se podrá acceder remotamente a través de internet a los datos guardados.

Los aforadores se proyectan con una sección rectangular para facilitar su construcción y diseño.

El objetivo principal es tener la posibilidad de medir remotamente el caudal que transportan los canales y así tener control de la red de distribución.

2. DISEÑO PRELIMINAR

El aforador Parshall es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal. Consta de cuatro partes principales:

i) Transición de entrada.
ii) Sección convergente
iii) Garganta.
iv) Sección divergente.

En la transición de entrada, el piso se eleva sobre el fondo original del canal, con una pendiente suave y las paredes se van cerrando. va sea en línea recta o circular. En la sección convergente, el fondo es horizontal y el ancho va disminuyendo. En la garganta el pico vuelve a bajar para terminar con otra pendiente ascendente en la sección divergente. En cualquier parte del aforador, desde el inicio de la transición de entrada hasta la salida, el aforador tiene una sección rectangular

Fundamentalmente. el aforador es una reducción de la sección que obliga al agua a elevarse o a remansarse, y volver a caer hasta la elevación que se tenía sin la presencia del aforador. En este proceso se presenta una aceleración del flujo que permite establecer una relación matemática entre la elevación del agua y el caudal que circula.

2.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL CANAL PARSHALL

Las dimensiones de los aforadores Parshall se determinan según el ancho de la garganta, W. La tabla 2-1 da las dimensiones que corresponden a la figura 2-1.

Tabla 2--1. Dimensiones de los aforados Parshall en milímetros

W	W (mm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y
1´´	25.4	242	356	93	167	229	76	203	19	29	8	13
2´´	50.8	276	406	135	214	254	114	254	22	43	16	25
3´´	76.8	311	457	178	259	457	152	305	25	57	25	38
6´´	152.4	414	610	394	397	610	305	610	76	114	51	76
9´´	228.6	587	864	381	575	762	305	457	76	114	51	76
1´	304.8	914	1343	610	845	914	610	941	76	229	51	76
1´-6´´	457.2	965	1419	762	1026	914	610	941	76	229	51	76
2´	609.6	1016	1495	914	1206	914	610	941	76	229	51	76
3´	914.4	1118	1645	1219	1572	914	610	941	76	229	51	76
4´	1219.2	1219	1794	1524	1937	914	610	941	76	229	51	76
5´	1524.0	1321	1943	1829	2302	914	610	941	76	229	51	76
6´	1828.8	>1422	2092	2134	2667	914	610	941	76	229	51	<76
7´	2133.6	1524	2242	2438	3032	914	610	941	76	229	51	76
8´	2438.4	1626	2391	2743	3397	914	610	941	76	229	51	76

Las siguientes figuras representan en planta y alzado las dimensiones del canal parshall.

Figura 2-1. Planta de un aforador Parshall con sus componentes

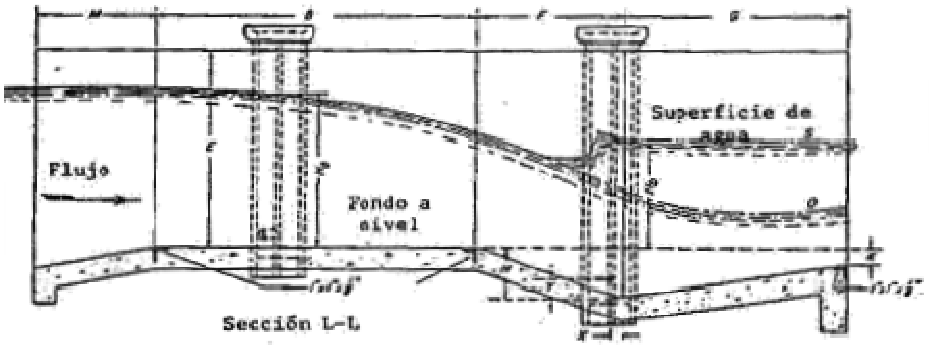
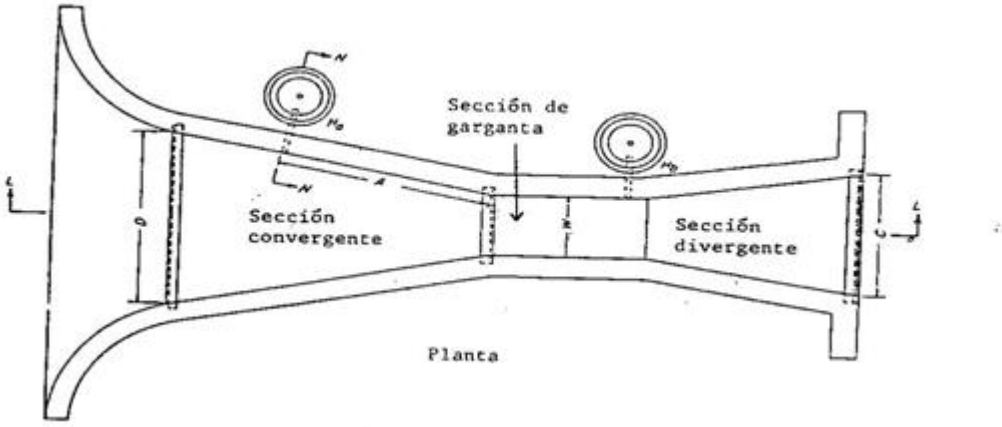


Figura 2-2. Alzado de un aforador Parshall con sus componentes



Los aforadores deben ser construidos según las dimensiones de la tabla. La instalación y nivelación, tanto longitudinal como transversal, también es importantes.

La ecuación para el caudal bajo condiciones de flujo libre (no sumergido) es de la forma:

$$Q = K*(H_a)^n$$

Donde:
Q = caudal en m3 /seg.
H_a = Carga medida aguas arriba de la garganta en metros
n = exponente que varia de 1.52 a 1.60
K = factor que depende del ancho de la garganta

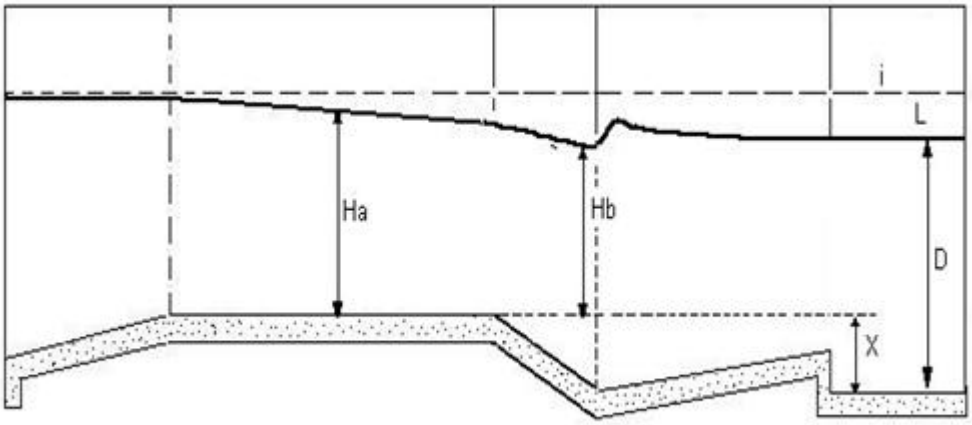
A continuación se dan los valores de K y n para gargantas de 1 pulgada hasta 8 pies.

Tabla 2-2. Parámetros de los aforados Parshall según el ancho de la garganta

W		K	n
PULGADAS	MM		
1	25,4	0,0604	1,55
2	50,8	0,1207	1,55
3	76,2	0,1771	1,55
6	152,4	0,3812	1,58
9	228,6	0,5334	1,53
Pies	mm		
1	304,8	0,6909	1,522

W		K	n
PULGADAS	MM		
1-6	457,2	1,056	1,538
2	609,6	1,428	1,55
3	914,4	2,184	1,566
4	1219,2	2,953	1,578

Figura 2-3. Sección de un aforador Parshall y la determinación de la elevación de la cresta



2.2. RESUMEN DE AFORADORES

Según los parámetros anteriores se han calculado los tamaños de aforadores que se deberán colocar en cada uno de los canales matrices. Los cuales están dimensionados para un ancho de garganta de 1 pie para el canal de la margen izquierda y de 9 pulgadas para el canal de la margen derecha. Los caudales a circular por cada uno de ellos corresponden al 70% y al 30% respectivamente, que representan 0,553 y 0,237 m·/s cada uno.

Para ello y con unas alturas de carga medida aguas arriba de 100 mm y 55 mm para el canal de la margen izquierda y derecha respectivamente se obtienen secciones útiles y suficientes para medir los caudales requeridos. En las tablas 2-3 y 2-4 se aportan las dimensiones de dichos aforadores.

Tabla 2-3. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen izquierda

CANAL MI 0,55 M3/S		
Ha	81	mm
W	304,8	mm
Q	553,66	l/s
Q	0,55	m3/s

Tabla 2-4. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha

CANAL MD 0,23M3/S		
Ha	54	mm
W	228,6	mm
Q	237,03	l/s
Q	0,24	m3/s

Como se ha comentado en el Anejo 12 Dimensionamiento de la Red de Canales, los canales se han diseñado con una geometría suficiente para que puedan en un futuro trasegar por cualquiera de las dos márgenes el total del caudal necesario que se deriva de las necesidades calculadas para la Situación con Proyecto. En ese caso se han obtenido también las dimensiones del canal aforador necesario para controlar el caudal máximo en cualquiera de las dos márgenes.

Tabla 2-5. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha

CANAL MI 0,78 M3/S		
Ha	100	mm
W	304,8	mm
Q	764,57	l/s
Q	0,76	m3/s

Figura 2-4. Instalación de un aforador Parshall en canal de riego



2.3. UBICACIÓN DE LOS AFORADORES

Los aforadores serán instalados en los siguientes puntos de la traza de los canales proyectados..

Tabla 2-6. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha

AFORADOR	TRAMO	METRAJE (KM)	MÁXIMA CAPACIDAD (M^3/S)
Aforador Matriz Izquierdo Nº1	1	0 + 500	0,78
Aforador Matriz Izquierdo Nº2	1	10 + 450	0,78
Aforador Matriz Izquierdo Nº3	2	20 + 900	0,78
Aforador Matriz Derecho Nº1	1	0 + 500	0,78
Aforador Matriz Derecho Nº2	1	3 +150	0,78
Aforador Matriz Derecho Nº3	1	7 + 450	0,78

2.4. SISTEMA DE CONEXIÓN REMOTO

Para poder realizar este diseño será necesario tener en consideración los siguientes criterios.

- Se instalará un sistema interconectado por medio de la red de Internet, debido a su simplicidad y posibilidad de acceder desde cualquier parte, a cualquier hora.
- Existe una señal de 3g de celulares en toda la zona de riego, sin embargo la señal no es de muy buena calidad en lugares muy bajos, aunque puede instalarse una antena para mejorar este problema. Si no existiese posibilidad de conectarse a la señal 3g en el lugar de instalación será necesario considerar una conexión satelital a internet, lo cual aumentaría los costos considerablemente.

- Debido a que los canales se encuentran en zonas donde no existen cables de electricidad se contará con la energía solar para el funcionamiento de los componentes eléctricos mediante paneles solares y baterías de ciclo profundo. En caso de que exista una línea de Alta tensión se evaluará la posibilidad de conectarse a esta línea.
- Se considerará para medir la altura del curso del agua un medidor de caudal ultrasónico, el cual registra los datos en un data Logger con capacidad para datos de hasta 1 año, según el intervalo de medidas que se establezca.
- Este medidor estará conectado directamente a un computador, el cual estará conectado a la red de internet que esté disponible, satelital o 3g.
- Se podrá acceder al computador por medio de escritorio remoto y red virtual en cualquier momento y descargar los datos, e incluso ver el caudal instantáneo que está pasando.
- Como el sistema estará energizado completamente con paneles solares puede estar prendido y funcionando siempre. Incluso la computadora se puede activar mediante internet para ahorrar consumo de las baterías.

2.5. DISEÑO DEL SISTEMA DE AFORO REMOTO DE CAUDALES

Se instalará en cada aforador una sonda de nivel para medir la altura del curso del agua un medidor de caudal ultrasónico, el cual registra los datos en un data Logger con capacidad para datos de hasta 1 año, según el intervalo de medidas que se establezca.

La comunicación del estado de cada caudalímetro con el puesto central de control se debe realizar de una manera segura, eficaz y con el menor número posible de interferencias.

El puesto central de control recibirá las señales de los de los actuadores instalados en los caudalímetro.

Para efectuar la comunicación de las señales con el PLC central se plantean dos sistemas de comunicación:

- Vía Radio
- GSM

Ambos sistemas son inalámbricos ya que por la separación existente entre los caudalímetros se considera que un sistema de cableado canalizado dispararía el coste de ejecución y mantenimiento. A continuación se presentan las principales características de cada uno de ellos:

Vía Radio

El sistema de comunicación por radiomodem proporciona un canal transparente (independiente de protocolo) de alta velocidad adecuado para un aplicación de media y larga distancia (2-50 Km).

Los componentes del sistema por radio son los siguientes:

- Radiomodem de frecuencia sintetizada.
- Módulo universal UMF-100 CON 5 Entradas y salidas digitales y 2 entradas y salidas analógicas.
- Cable de datos RS232 de conexión entre el radiomodem y el modulo universal.
- Antena directiva UHF de 3 elementos, 6 dB de ganancia N Hembra, 400-440 MHz. Instalada en cada actuador sobre el armario de control.
- Antena Omnidireccional □/2 exterior UHF, banda estrecha N Hembra (UN30) instalada en el centro de control.
- Cable Coaxial RG-213 10 m N Macho - N Macho para la conexión entre la antena y el radiomodem.

El sistema de comunicación vía radio no es necesario legalizarlo por el tamaño de la instalación; Asimismo, se incluye equipo de adaptador, antena y atenuador para realizar las pruebas a corta distancia.

Vía GSM

El Sistema de Comunicación GSM proporciona una línea telefónica en caso de que no se disponga de ella y monitoriza constantemente la línea telefónica fija para sustituirla en caso de ser cortada o saboteada. Está pensado para sistemas de seguridad o lugares donde la comunicación telefónica es necesaria, de forma que establece la comunicación utilizando la línea GSM generada por el equipo cuando desaparece la línea telefónica fija, permitiendo, por ejemplo a una Central de Alarmas comunicarse con la Central Receptora.

En este caso al no disponer de línea telefónica fija el sistema debe simular en todo momento la línea de teléfono mediante el MODEM GSM a través de la línea móvil para enviar la señal de la posición de los caudalímetros y todas aquellas alarmas de estado que se quieran programar.

Mediante el Sistema de telecontrol y telemedida vía GSM con entradas y salidas digitales que pueden ser controladas desde un teléfono móvil con un simple mensaje SMS, o bien desde el PLC ó el PC del puesto central de control.

La línea telefónica que genera el sistema de comunicación GSM es prácticamente igual a la línea telefónica fija. Al descolgar un teléfono conectado a la salida del GSM se puede oír el tono de 440Hz y marcar el número en pulsos o en tonos DTMF, acto seguido se establecerá la comunicación.

El equipo además de proporcionar una línea telefónica, lleva incorporado un transmisor a Central Receptora para enviar los cambios de estado de las entradas e información del sistema como alimentación insuficiente, alarmas o test periódico.

El formato de la transmisión es:

- Contact ID

Las transmisiones se realizan a través del móvil y pueden enviarse de dos formas distintas:

- canal de voz: se llama a la Central Receptora y se envía el código en forma de tonos de frecuencia.
- canal GPRS: el equipo se conecta por GPRS a la Central Receptora a través de internet y envía los datos utilizando el protocolo TCP/IP.

Los equipos necesarios para la comunicación GSM/GPRS son los siguientes:

- Consumo inferior a 15 mA
- Rango de tensión de entrada: 6 - 28 VDC.
- Configurable mediante SMS's, conexión serie RS-232 y programa de configuración de PC y/o terminal móvil (teléfono móvil o PDA).
- Activación/Desactivación de salidas mediante SMS o llamadas perdidas.
- Establecimiento y recepción de llamadas de voz (desde y hacia números permitidos).
- Autotest periódico y configurable.
- Leds indicadores de estado y audio.
- Notificación vía SMS de los cambios en las entradas digitales.
- Aviso de fallo de alimentación.
- Envío de SMS con acuse de recibo.
- Modem GSM/GPRS tribanda integrado.
- Caja preparada para preinstalación directa en carril DIN.
- Fuente de alimentación 230 V / 24 Vac incorporada. Incluyendo protecciones de la fuente contra sobretensiones.

2.6. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

Para seleccionar el sistema de comunicación más adecuado a la instalación proyectada se tienen en cuenta tanto el coste económico de los equipos como la operatividad de la propia instalación.

En la siguiente tabla se resumen las principales ventajas y desventajas de ambos sistemas.

Tabla 2-7. Ventajas y desventajas de los sistema de telecontrol.

CARACTERÍSTICAS	RADIO	GSM / GPRS
Operatividad de la instalación:	Poco recomendado por haber mucha discontinuidad en los datos.	Muy recomendado debido a la pequeña cantidad de datos a transmitir y la gran discontinuidad de estos.
Consumo Eléctrico:	RadioModem: 200 mA	< 15 mA
Distancia operación:	Ilimitada	2-50 Km
Valoración económica:	9.500 €	20.500 €

De esta tabla se desprende que la opción recomendada para la comunicación entre los distintos actuadores y el puesto central de control es mediante un equipo GSM/GPRS.

Debido a que el número de ciclos de mediciones van a ser reducidos y a que no existen más señales de comunicación salvo quizá el fallo de tensión en el actuador, se considera que el sistema GSM es más adecuado que el radiomodem, el cual está concebido para un mayor número de señales a transmitir y en casos en los que se requiere una continuidad en el envío de datos.

ANEXO G 5.1. ALTURA Y CAUDAL TURBINADOS POR ESCENARIO.



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.5. INFORME HIDROGENERACIÓN

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl



ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DE SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.5. INFORME HIDROGENERACIÓN

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 5
2. POTENCIAL DE HIDROGENERACIÓN 6
   2.1. ESCENARIOS BASE DE CÁLCULO 6
   2.2. RESULTADOS HIDROGENERACIÓN 10
   2.3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO 14
   2.4. MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA 17
3. COSTOS 19
   3.1. CENTRAL HIDROELÉCTRICA 19
      3.1.1. Costos de inversión 19
      3.1.2. Costos de operación 21
   3.2. LÍNEA ELÉCTRICA CONEXIÓN AL SIC 23
      3.2.1. Introducción 23
      3.2.2. Trazado 24
      3.2.3. Características de la línea 24
      3.2.4. Presupuesto de inversión 25
   3.3. RESUMEN DE COSTOS 27
      3.3.1. Central hidroeléctrica 27
      3.3.2. Línea conexión SIC 28
4. EVALUACIÓN ECONÓMICA 29
   4.1. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN 29
   4.2. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN 30

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2-1. Resumen de escenarios y niveles de explotación resultantes. 9
Tabla 2-2. Tabla resumen de cálculos de hidrogeneración 16
Tabla 3-3. Costos central hidroeléctrica por escenarios. 22
Tabla 3-4. Costo línea eléctrica conexión al SIC. 26

Tabla 3-5. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (USD). 27
Tabla 3-6. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (pesos). 28
Tabla 4-7. Resumen de resultados de la evaluación económica. 30

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2-1. Central hidroeléctrica. Distribución del caudal turbinado y altura potencial..... 10
Figura 2-2. Esquema de funcionamiento de una instalación de turbinado 15
Figura 2-3. Gráfica rango de funcionamiento de tipología de turbinas 17
Figura 2-4. Gráfica rango de funcionamiento de miniturbinas..... 18
Figura 3-5. Área de estudio 24

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO G.5.1. ALTURA Y CAUDAL TURBINADOS POR ESCENARIOS.
ANEXO G.5.2. EVALUACIÓN ECONÓMICA
ANEXO G.5.3. PLANO LÍNEA ELÉCTRICA CONEXIÓN AL SIC.

Especialidad	Nombre del profesional	Especialidad
REVISIÓN TÉCNICA	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Pascual Abad Moreno	Ingeniero Civil
	Enrique Cifres Jiménez	Ingeniero Civil
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
EVALUACIÓN Y PLANIFICACIÓN PROYECTOS	Manuel Cánovas Carreño	Ingeniero Civil
MECÁNICA DE SUELO	Francisco Izquierdo Silvestre	Ingeniero Civil
	Isabel Rodriguez Gayo	Ingeniero Civil
ESTRUCTURAS	Juan Francisco Moyá Soriano	Ingeniero Civil
	Jose Vicente Candel Hernandis	Ingeniero Civil
HIDROLOGÍA	Vicente Bertolín Peiró	Ingeniero Civil
	Félix Bandrés Domínguez	Ingeniero Civil
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
RECOPILACIÓN ANTECEDENTES	Eduardo González Meliá	Ingeniero Civil
	Amparo Moreno Durá	Ingeniero Civil
AGRONOMÍA	Juan López Collado	Ingeniero Agrónomo
	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
GEOMENSURA	Javier Barragán Martos	Ingeniero Geomensor
GEOLOGÍA	Jesús Martínez Ortega	Geólogo
MEDIO AMBIENTE	Ignacio Orts Soler	Licenciado Ciencias Ambientales
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
DIBUJANTES	María Ramírez Toro	Dibujantes
	Jesús Caballer Sánchez	Dibujantes
	Sonia Padilla Genovés	Dibujantes

1. INTRODUCCIÓN

En este informe se presenta el resumen de los trabajos realizados en el ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO “CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE” en relación con la factibilidad de hidrogeneración asociada al embalse del estero Quilmo.

Se incluye cálculo de potencias posibles a instalar y generar de acuerdo con los cálculos realizados mediante el modelo de simulación de los recursos, que se desarrolla en el ANEXO F. ESCENARIOS Y MODELO DE SIMULACIÓN. Se basa, por tanto, en los escenarios considerados en el modelo de simulación.

Se realiza el análisis económico de factibilidad de la central para lo cual se calculan los costos de implantación y de operación.

2. POTENCIAL DE HIDROGENERACIÓN

El análisis del potencial de hidrogeneración se basa en los resultados del modelo de simulación de los recursos hídricos Aquatool. Como se describe en el *Anexo F. Escenarios y modelo de simulación* se han considerado varios escenarios de cálculo que consideran distintas superficies de riego, gestión del embalse y gestión de los volúmenes para hidrogeneración. Resultan doce escenarios, con seis alturas de presa. Como resultado de cada uno de los escenarios, en lo que a interés para hidrogeneración respecta, se obtienen las alturas y caudales turbinados a nivel mensual a lo largo de todo el periodo de simulación. Con esto se tiene la información para calcular la potencia generada en cada caso.

2.1. ESCENARIOS BASE DE CÁLCULO

A continuación se incluye un resumen de los escenarios, puesto que los cálculos se realizan en base a ellos. Se remite al Anexo F para su descripción detallada.

1. ESCENARIO 1

Se trata de un escenario que se prevé probable, puesto que incluye unas superficies regables disponibles y accesibles mediante el sistema de riego previsto.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

2. ESCENARIO 2

En este escenario se reduce la superficie regable, de forma que no se considera la superficie correspondiente a Chillán. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2

3. ESCENARIO 3

Este escenario se genera con el fin de considerar, tal y como se ha explicado en la descripción de las demandas de riego, una posible superficie adicional regable.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 5

4. ESCENARIO 4

Al igual que el escenario 3 se genera con el fin de incluir una superficie adicional de riego y determinar el volumen óptimo de embalse. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 6

5. ESCENARIO 5

Al igual que los escenarios 3 y 4, este escenario viene motivado por la consideración de posibles incrementos en la superficie regable. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 7

En relación con la **hidrogeneración**, se plantean y simulan escenarios adicionales, que son el escenario 1-H01, escenario 2-H01. En ellos se adoptan las mismas demandas para riego que en los escenarios 1 y 2 respectivamente, pero se incrementa considerablemente el volumen almacenado para su aprovechamiento en hidrogeneración.

Se pretende obtener la rentabilidad de la hidrogeneración, pero siempre garantizando la seguridad de suministro para riego.

6. ESCENARIO 1 – H01

Este escenario se plantea a partir del escenario 1, con demandas de riego 1, 2 y 3 aumentando el volumen de embalse, con un nivel de explotación 2,50 m superior. Puesto que las demandas de riego están satisfechas de acuerdo al criterio de fallo establecido, el incremento de volumen es mayoritariamente para tener disponibilidad de caudal para hidrogeneración, si bien manteniendo el Volumen objetivo como cero, al igual que en los escenarios 1 al 5 previos.

En cuanto a las demandas de riego, se consideran las siguientes:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

7. ESCENARIO 2 – H01

Este escenario es como el anterior pero sin considerar la demanda de riego de la superficie correspondiente a Chillán, por lo tanto, se elimina la demanda de riego 3. Este caso penaliza el riego frente a la hidrogeneración.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2

A continuación se plantean una serie de escenarios (1B, 1C, 1D, 1-H01B y 1-H01C) que tienen como misión servir de base para establecer las condiciones de explotación del embalse. Las distintas opciones de explotación se han estudiado en base al volumen mínimos a mantener en el embalse y al volumen objetivo al final de cada mes para el uso del embalse para hidrogeneración.

8. ESCENARIO 1B

Se parte del escenario 1 pero considerando un volumen mínimo en el embalse 3,165 hm^3, que es el correspondiente a la cota 92,50 msnm a la que se encuentra la toma para riego. En el resto de escenarios se considera la cota mínima en el embalse la 90,00 msnm, con un volumen de 1,16 hm^3, lo que implica en cuanto a operación del embalse, que vacíe lo que se necesite para riego en caso de volúmenes bajos.

Al fijar el volumen 3,165 hm^3 como volumen mínimo, se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego, de modo que en todo el mes, siempre se podrá regar por la toma de riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

9. ESCENARIO 1C

Se fija, al igual que el escenario 1B, el volumen de 3,165 hm^3 como volumen mínimo, y se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego. En este caso se incrementa la altura de embalse para poder analizar como mejora la producción de energía teniendo algo de holgura en el suministro de riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

10. ESCENARIO 1D

Este escenario está en relación con la explotación del embale. Se fija el volumen 1,16 hm^3 como volumen mínimo, se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

11. ESCENARIO 1 – H01B

Se basa en el escenario 1-H01, con las mismas demandas de riego y cota de explotación del embalse (99,00 m), considerando en este caso un volumen objetivo para hidrogeneración de 1 hm^3 constante a lo largo de todos los meses de la simulación, de forma que cuando sea posible se suministra ese volumen.

12. ESCENARIO 1 – H01C

Se basa en el escenario 1-H01, con las mismas demandas de riego y cota de explotación del embalse (99,00 m), considerando en este caso un volumen objetivo para hidrogeneración, de forma que cuando sea posible se suministra ese volumen, como en el caso del escenario 1-H01C, con un volumen objetivo variable en el año, 1 hm^3 en los meses de octubre a marzo y 5 hm^3 en los meses de abril a septiembre en los que la demanda de riego es nula o muy baja (abril).

13. ESCENARIO 1 – AB01

Se basa en el escenario 1, con las mismas demandas de riego. En este escenario se da prioridad al abastecimiento urbano frente a la central hidroeléctrica. Se ha calculado el volumen de embalse que cumpla los criterios de fallo para riego pero consiguiendo satisfacer la demanda correspondiente al abastecimiento urbano.

En la tabla siguiente se resumen los escenarios contemplados en las simulaciones mediante el modelo de gestión de los recursos hídricos.

Tabla 2-1. Resumen de escenarios y niveles de explotación resultantes.

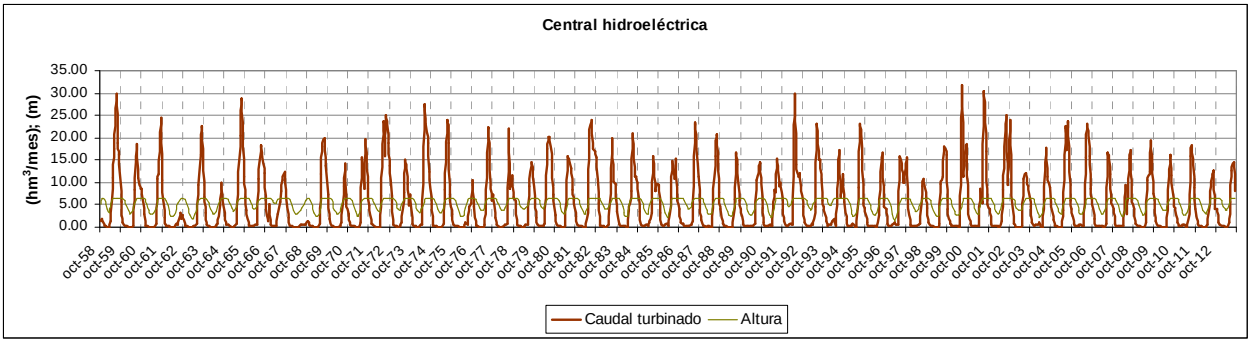
	ESCENARIO	VOLUMEN EMBALSE (hm^3)	NIVEL MÁX. EXPLOTACIÓN (m)	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	EMBALSE	DEMANDA HIDROGENERACIÓN	Observaciones
1	1	8,213	96,50	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
2	2	6,744	95,50	1, 2	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
3	3	9,810	97,50	1, 2, 3, 5	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 200 ha
4	4	10,608	98,00	1, 2, 3, 6	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 400 ha
5	5	12,474	99,00	1, 2, 3, 7	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 800 ha
6	1-H01	12,474	99,00	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Incr. Vol. Para hidrogeneración
7	2-H01	12,474	99,00	1, 2	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Incr. Vol. Para hidrogeneración
8	1B	8,213	96,50	1, 2, 3	VOL MÍN =3.165 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
9	1C	9,011	97,00	1, 2, 3	VOL MÍN =3.165 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
10	1D	9,011	97,00	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
11	1-H01B	12,474	99,00	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 1	
12	1-H01C	12,474	99,00	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 1 - 5	1 OCT-MAR; 5 ABR - SEP
13	1-AB01	9,011	97,00	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Prioridad demanda urbana frente a hidrog.

2.2. RESULTADOS HIDROGENERACIÓN

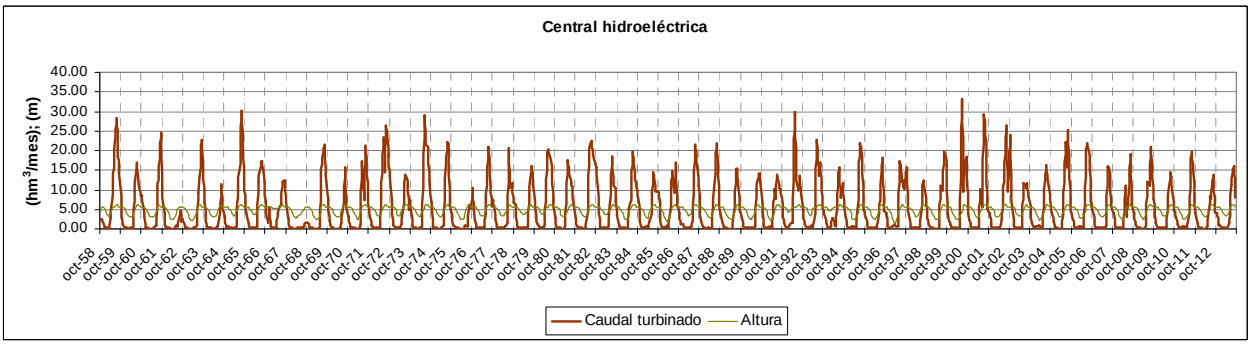
En las figuras siguientes se incluyen los resultados de las simulaciones correspondientes a la altura de turbinado y caudal que se utilizan para el cálculo del potencial hidroeléctrico en el embalse.

Figura 2-1. Central hidroeléctrica. Distribución del caudal turbinado y altura potencial

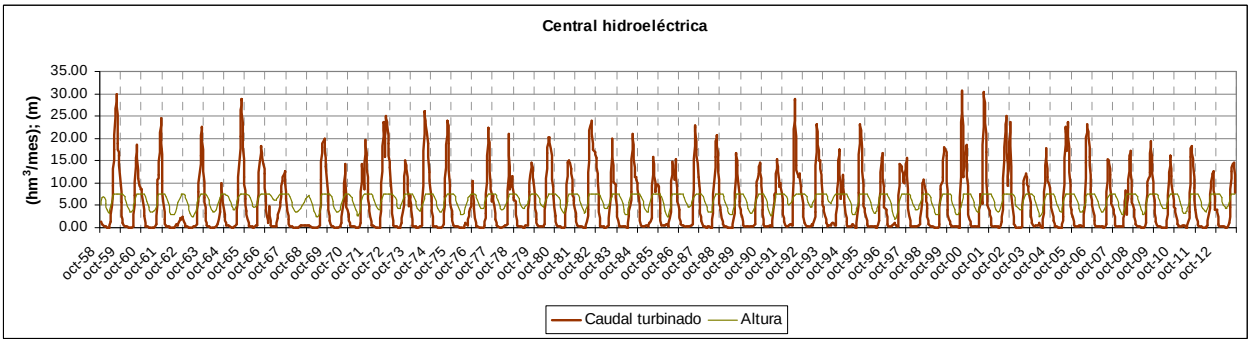
ESCENARIO 1



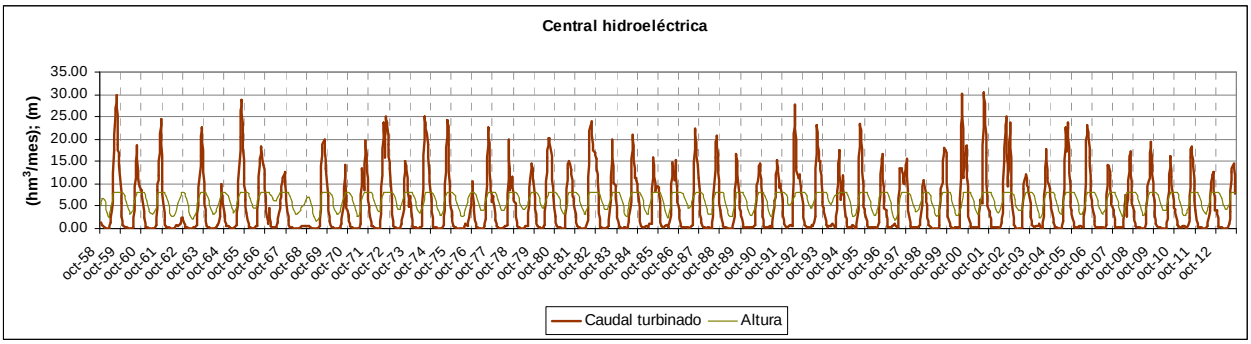
ESCENARIO 2



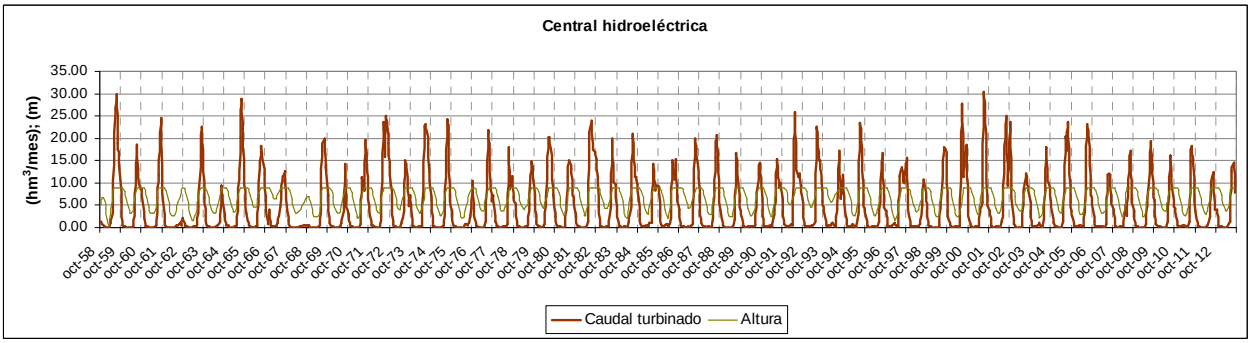
ESCENARIO 3



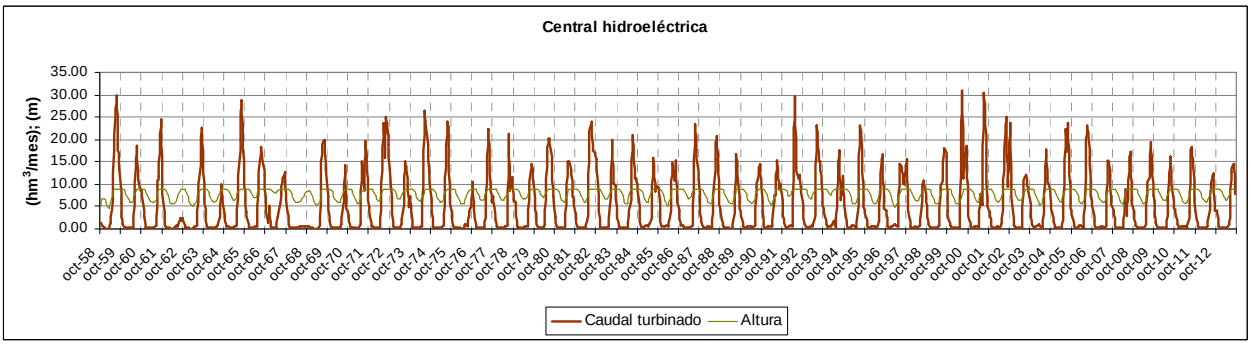
ESCENARIO 4



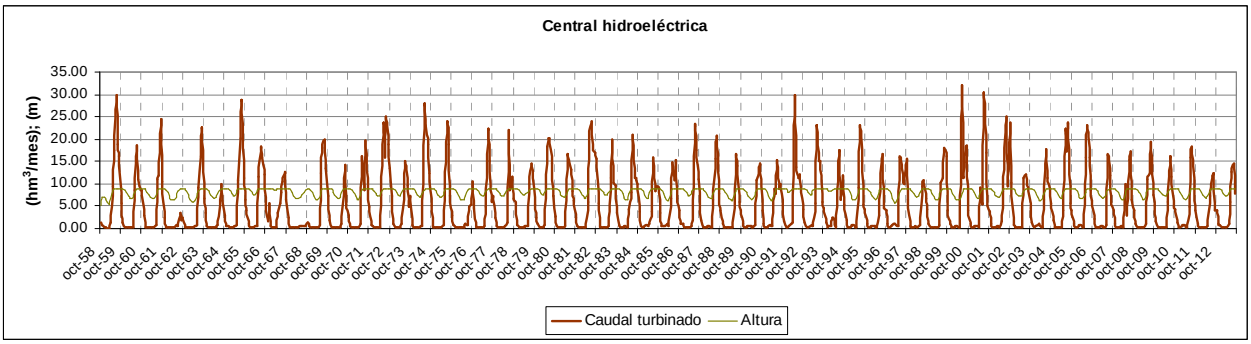
ESCENARIO 5



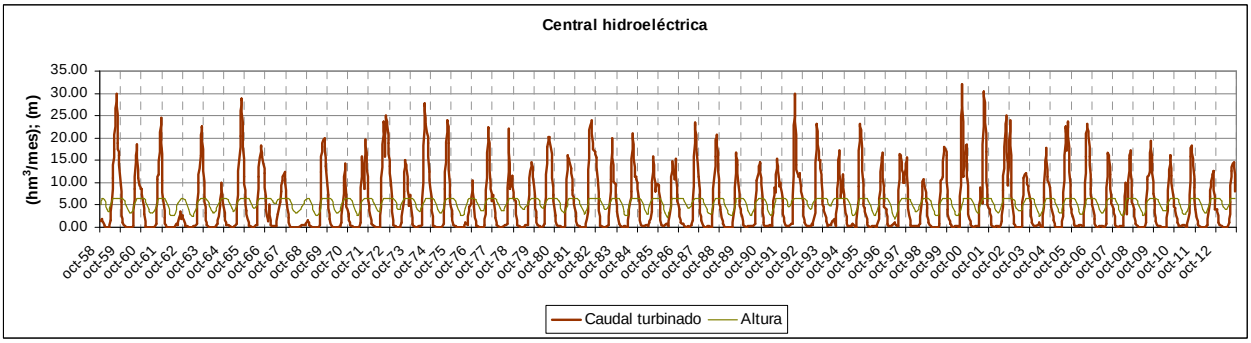
ESCENARIO 1-H01



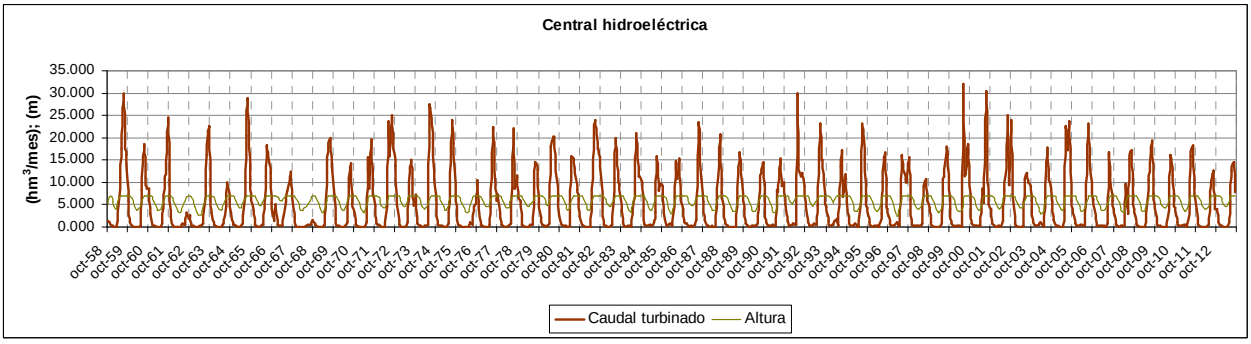
ESCENARIO 2-H01



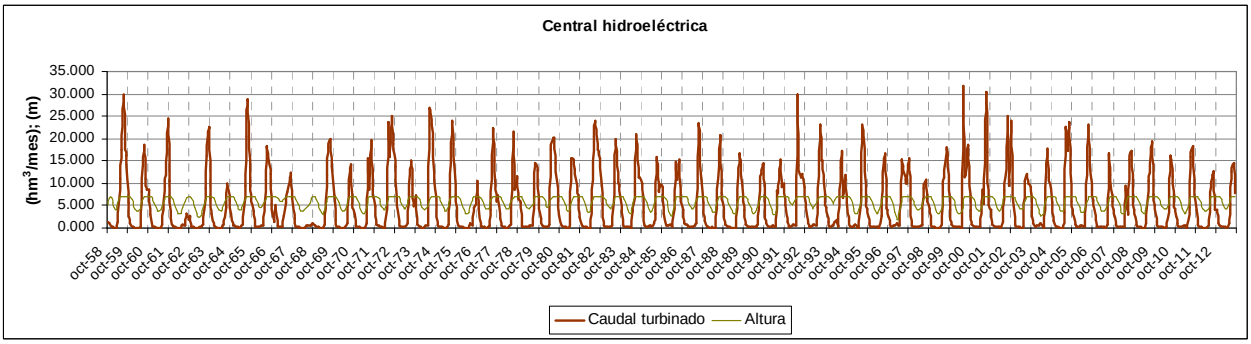
ESCENARIO 1B



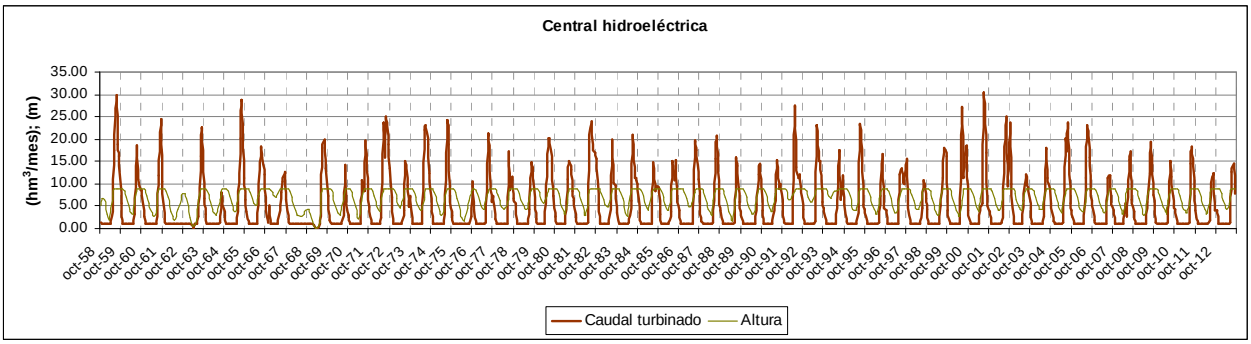
ESCENARIO 1C



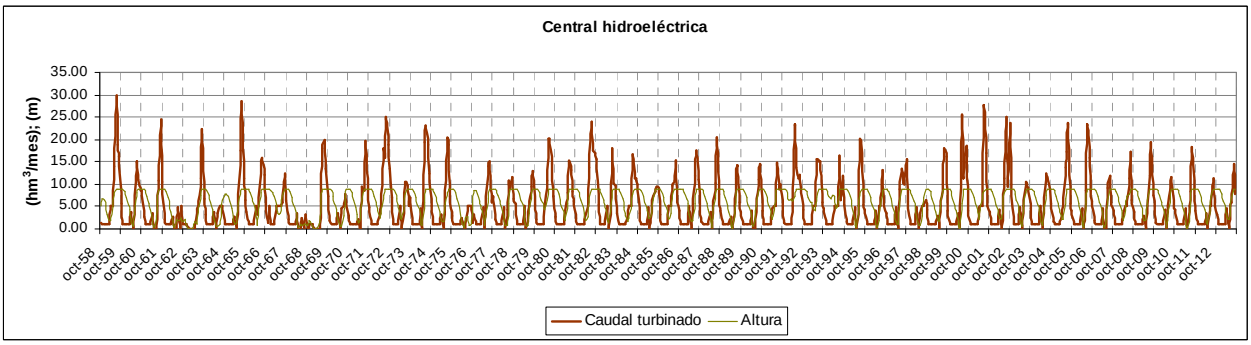
ESCENARIO 1D



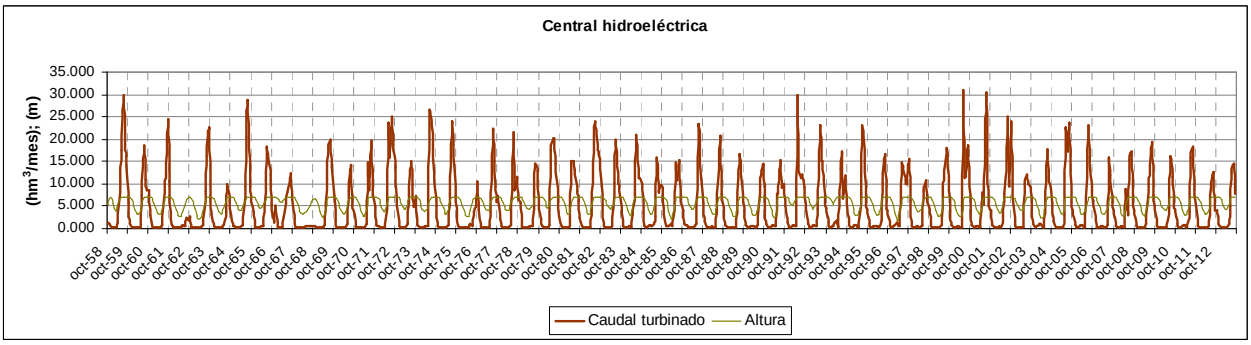
ESCENARIO 1-H01B



ESCENARIO 1-H0C



ESCENARIO 1-AB01



2.3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El análisis se basa en la determinación de la potencia que se puede generar en cada uno de los embalses para las alturas de toma y embalse previstas.

La formulación hidráulica empleada es la correspondiente a la determinación de la potencia generada por la turbina a partir de la altura bruta y del caudal turbinado, que es la siguiente:

$$P = \eta \cdot \gamma \cdot Q \cdot H_n$$

Donde:

P: Potencia generada por la turbina en W

γ: peso específico del agua (fluido turbinado) en N/m^3

Q: Q turbinado en m^3/s

H_n: Altura del salto neta

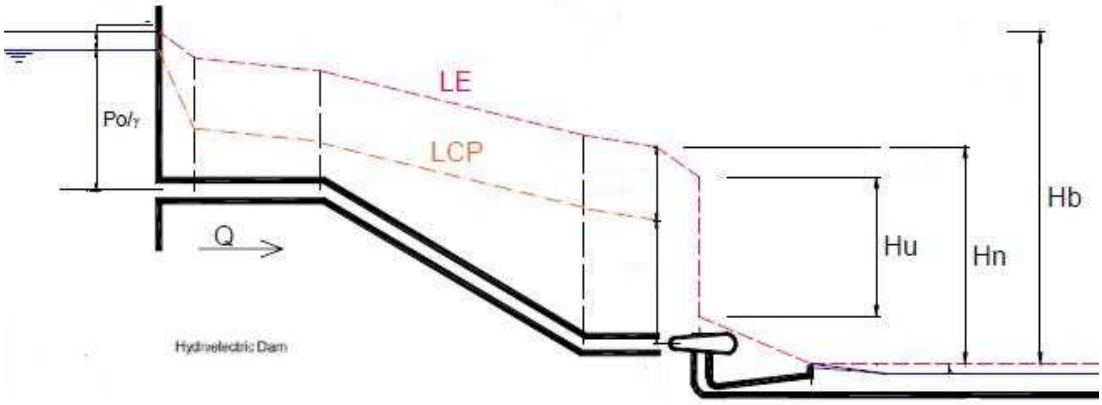
η: Rendimiento de la turbina

Si expresamos la fórmula de la potencia como sigue, se obtiene la potencia el KW, con las mismas unidades de caudal y altura neta:

$$P = \eta \cdot 9{,}81 \cdot Q \cdot H_n$$

En la figura siguiente se presenta un esquema en el que se representan las alturas a considerar en una instalación de turbinado, que son las que se han tenido en cuenta en los cálculos. La altura bruta H_h es la altura geométrica directamente entre nivel de embalse y cota turbina, la altura neta H_n es la altura descontando las pérdidas y la altura útil es la que realmente aporta el flujo, teniendo en cuenta el rendimiento.

Figura 2-2. Esquema de funcionamiento de una instalación de turbinado



Para el cálculo de la energía generada por turbinado en la central hidroeléctrica se ha considerado el resultado del modelo de simulación Aquatool. Puesto que como resultados del modelo se han obtenido los caudales y altura de turbinado, mensuales, se realizan los cálculos de acuerdo a la formulación planteada.

En cuanto a las pérdidas para estimar la altura neta, se han considerado un 10% de la altura bruta de forma aproximada.

Para la obtención de la potencia se estima un rendimiento del 70%, dado el rango de caudales y alturas disponibles.

En cuanto al caudal, se calcula la potencia generada con el caudal total, sin coeficientes mayoradores ni reductores de planta para analizar los resultados.

En el **Anexo G.5.1** se incluyen los cálculos realizados en planilla Excel con los datos de turbinado para cada uno de los escenarios y caudal de toda la serie simulada. En la tabla siguiente se presenta resumen de valores máximos y mínimos de altura de turbinado (salto, altura bruta), caudal turbinado, potencia y energía, así como promedios de caudal y energía mensual y valor medio anual de energía generada. El caudal turbinado en m^3/s es un caudal medio mensual, puesto que el dato disponible de caudal turbinado es mensual. Como se ha mencionado, los resultados corresponden a los valores que se indican, en principio, si considerar coeficientes correctores de caudales.

Se ha calculado el potencial de hidrogeneración para todos los escenarios simulados. En la tabla siguiente se incluye resumen de resultados.

Tabla 2-2. Tabla resumen de cálculos de hidrogeneración

ESCENARIO		ALTURA TURBINADO (m)	CAUDAL TURBINADO (m^3/s)	POTENCIA (KW)	ENERGÍA MENSUAL (KWh)	ENERGÍA PROMEDIO ANUAL (KWh)
ESCENARIO 01	MÁXIMO	6,50	12,31	**468,91**	348.869,72	
	MÍNIMO	1,47	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,32	1,93		55.963,62	**671.563**
ESCENARIO 02	MÁXIMO	6,04	12,85	**433,93**	322.847,32	
	MÍNIMO	1,28	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	4,74	1,99		51.371,30	**616.456**
ESCENARIO 03	MÁXIMO	7,50	11,85	**540,83**	402.380,93	
	MÍNIMO	1,95	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,08	1,88		62.974,32	**755.692**
ESCENARIO 04	MÁXIMO	8,00	11,67	**576,79**	429.131,66	
	MÍNIMO	1,68	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,30	1,84		65.551,78	**786.621**
ESCENARIO 05	MÁXIMO	9,00	11,66	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	0,41	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,79	1,77		70.417,88	**845.015**
ESCENARIO 01-H01	MÁXIMO	9,00	11,93	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	4,46	0,00	0,13	98,23	
	PROMEDIO	7,91	1,91		77.251,67	**927.020**
ESCENARIO 02-H01	MÁXIMO	9,00	12,39	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	5,05	0,03	0,97	724,18	
	PROMEDIO	8,25	1,96		79.908,50	**958.902**
ESCENARIO 01B	MÁXIMO	6,50	12,37	**468,87**	348.836,15	
	MÍNIMO	2,01	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,38	1,93		56.168,74	**674.025**
ESCENARIO 01C	MÁXIMO	7,00	12,32	**504,84**	375.601,95	
	MÍNIMO	2,34	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,91	1,92		60.453,24	**725.439**
ESCENARIO 01D	MÁXIMO	7,00	12,25	**504,80**	375.568,38	
	MÍNIMO	1,99	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,85	1,92		60.241,30	**722.896**
ESCENARIO 01-H01B	MÁXIMO	9,00	11,66	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	0,02	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	7,00	1,92		74.394,29	**892.731**
ESCENARIO 01-H01C	MÁXIMO	9,00	11,48	**638,84**	475.299,24	
	MÍNIMO	0,01	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,24	1,91		66.758,88	**801.107**
ESCENARIO 01-AB01	MÁXIMO	7,00	11,95	**504,80**	375.568,38	
	MÍNIMO	1,82	0,08	1,25	931,28	
	PROMEDIO	5,75	1,92		59.827,88	**717.935**

Con valores de altura de turbinado menores que 0,50 m no se turbina, el caudal es cero. Esta condición se ha establecido en el modelo de simulación. Por lo tano, el valor de altura mínima de turbinado efectivo será 0,50 m, si bien en la tabla se muestran las mínimas alturas sobre cota de central hidroeléctrica.

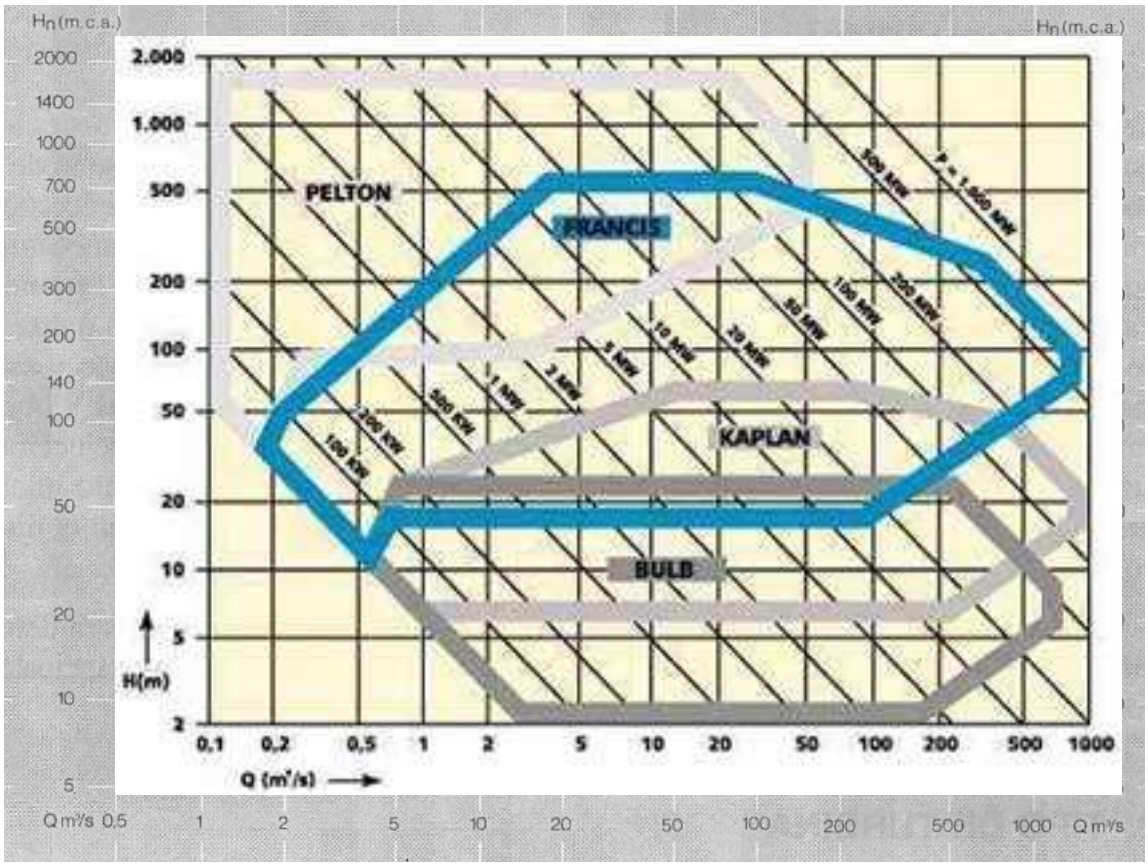
Como se puede ver en la tabla, hay un amplio rango de alturas y caudales especialmente y, por tanto, potencias y energías producidas por lo que se deberá analizar el tipo de turbinas de acuerdo a esta variabilidad, así como seleccionar tipologías. Se podría instalar turbinas en paralelo de distinto tamaño de forma que con caudales bajos funcionen las pequeñas y para caudales altos las mayores. Como se ve, los máximos están lejos de los medios por lo que se plantearía el no turbinar todo el caudal en caso de valores elevados. En el caso de caudales bajo, no turbinar por debajo de un umbral mínimo.

2.4. MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En la figura siguiente se presenta una carta de aplicación de tipos de turbinas en función del caudal y de la altura disponibles.

Esta gráfica admite matices ya que si bien es de uso general y abarca el rango habitual y suficientemente amplio de valores posibles, existen más posibilidades, ya con ciertas singularidades.

Figura 2-3. Gráfica rango de funcionamiento de tipología de turbinas

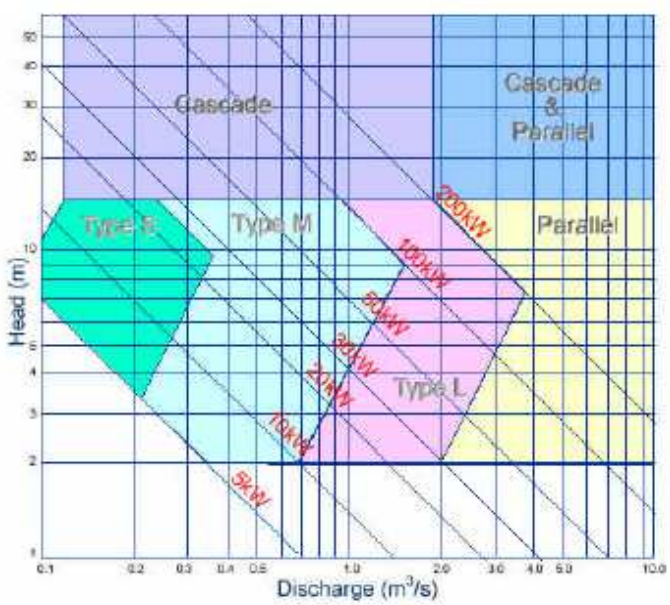


Como se muestra en la tabla resumen del apartado 7. Hidrogeneración siguiente, las alturas de turbinado en todos los escenarios considerados varían entre 0 m y 9 m (máximo por máxima cota de nivel de explotación 99 m sobre cota de central 90 m). Los caudales varían de cero a 12,85 m^3/s. Dado el rango de alturas y caudales de turbinado, las turbinas a instalar serían tipo bulbo o Kaplan muy pequeñas, en su rango inferior.

En caso de bajos valores de caudal y altura se plantea la posibilidad de instalar miniturbinas.

A continuación se presenta la gráfica de funcionamiento de unas posibles turbinas a instalar (que procede del catálogo comercial) a título informativo de tal forma que se verifica la existencia de turbinas dentro del rango de funcionamiento previsible en los embalses.

Figura 2-4. Gráfica rango de funcionamiento de miniturbinas



Se podrían instalar turbinas en paralelo, incluyendo dos tamaños que abarquen el rango de alturas y caudales previstos, pudiendo con las miniturbinas abarcar el rango de alturas y caudales bajos.

3. COSTOS

3.1. CENTRAL HIDROELÉCTRICA

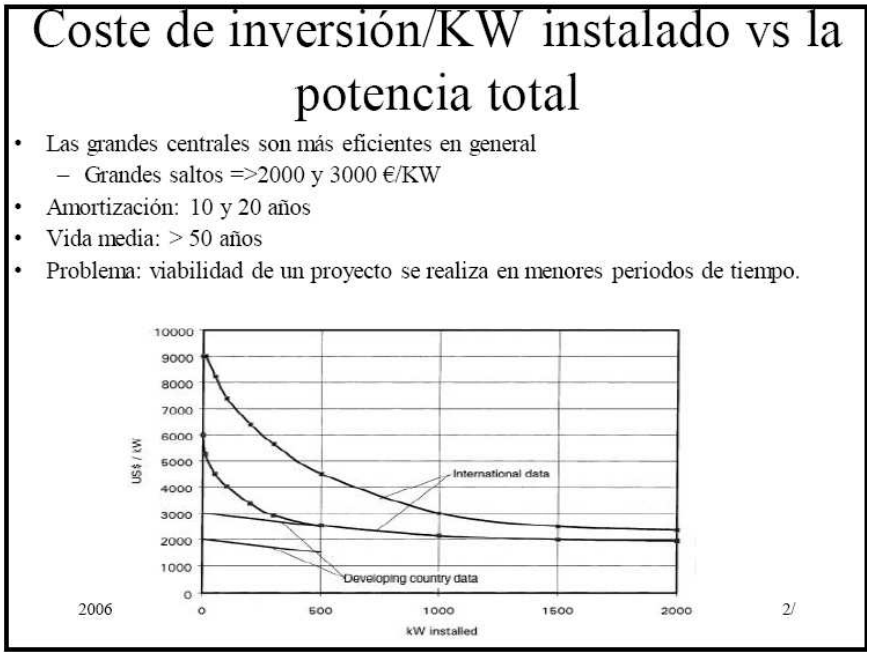
El cálculo de los costos de la implantación y explotación de una central hidroeléctrica a pie de embalse se realiza para los resultados de los escenarios base representativos que abarcan el rango de propuestas estudiadas en cuanto a las posibles centrales hidroeléctricas consideradas.

Se realiza la estimación de los costos de inversión y los costos de producción.

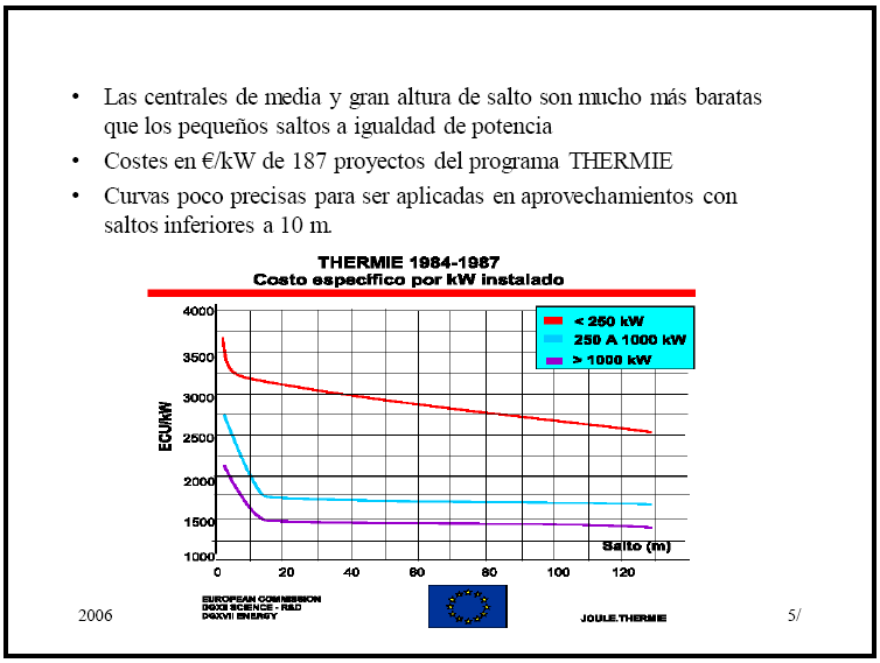
3.1.1. COSTOS DE INVERSIÓN

El cálculo de los costos de inversión se basan en estudios realizados por la Comisión Europea de Energía que estiman el costo de implantación de la central hidroeléctrica a partir de la potencia instalada.

En la figura siguiente se muestra una gráfica que relaciona el coste en USD/KW con la potencia instalada en centrales hidroeléctricas a partir de datos internacionales. Se puede ver que en centrales pequeñas, con potencias instaladas menores de 1000 KW, y especialmente notable en centrales con potencias instaladas inferiores a 500 KW, los costes de inversión por KW son muy elevados.



Las centrales de media y gran altura de salto son mucho más baratas que los pequeños saltos a igualdad de potencia, según se desprende de datos estudiados de proyectos del programa THERMIE de producción de energía no nuclear europeo, tal y como se muestra en la figura siguiente.



Los costos de inversión se pueden obtener, de forma general según Miller, a partir de la potencia instalada, tal y como se indica a continuación:

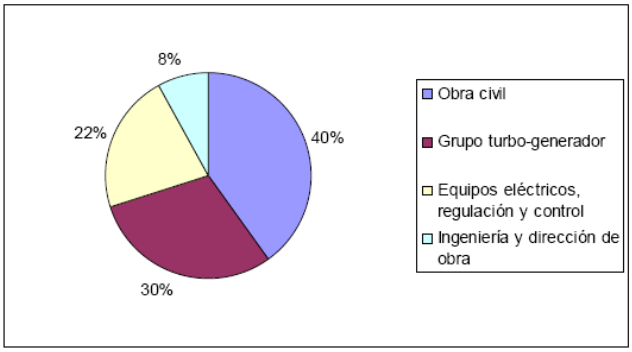
- Costes de inversión según Miller:

Potencia (kW)	coste (€)
P>200	200 x 2250 + resto x 2250 x 0,548165
P>250	250 x 2050 + resto x 2050 x 0,824336
P>500	500 x 1870 + resto x 1870 x 0,817034
P>1000	1000 x 1700 + resto x 1700 x 0,765111
P>2000	2000 x 1500 + resto x 1500 x 0,777918
10000>P>5000	5000 x 1300 + resto x 1300 x 0,661133

El rango de potencias de las posibles centrales hidroeléctricas a construir asociadas al embalse de Quilmo estudiadas se encuentra entre 430 KW y 650 KW aproximadamente. Para obtener el costo de inversión se han utilizado las fórmulas propuestas según la potencia en cada caso y se han mayorado por un coeficiente 1,7 aplicable a Chile, de acuerdo a comparativas realizadas para validar las fórmulas de costes empleadas.

En cuanto a la distribución de las inversiones, se ha considerado de acuerdo a los siguientes porcentajes:

DISTRIBUCIÓN INVERSIONES EN UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA



Los costos de inversión obtenidos incluyen Costos Directos, Costos de Administración e Inspección de Construcción, Imprevistos, Gastos generales y Costos Indirectos.

3.1.2. COSTOS DE OPERACIÓN

Los costos de operación, entendidos como costes de producción de la energía eléctrica, incluyen:

- Seguros
- Auditoría
- Ingeniería
- Administración
- Reparaciones y mantenimiento

En la tabla siguiente se incluyen los costos de inversión y producción de los escenarios simulados que abarcan el rango de posibilidades de central de acuerdo con las simulaciones realizadas.

Tabla 3-3. Costos central hidroeléctrica por escenarios.

ESCENARIO		COSTE INVERSIÓN US$	COSTE DE PRODUCCIÓN US$
ESCENARIO 01	**TOTAL**	**1.103.042**	**13.725**
	GRUPO TURBOGENERADOR	330.912,6	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	242.669,2	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	88.243,4	
	OBRA CIVIL	441.216,8	
ESCENARIO 02	**TOTAL**	**1.029.152**	**13.203**
	GRUPO TURBOGENERADOR	308.745,5	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	226.413,3	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	82.332,1	
	OBRA CIVIL	411.660,6	
ESCENARIO 03	**TOTAL**	**1.246.728**	**14.740**
	GRUPO TURBOGENERADOR	374.018,3	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	274.280,1	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	99.738,2	
	OBRA CIVIL	498.691,1	
ESCENARIO 04	**TOTAL**	**1.315.405**	**15.222**
	GRUPO TURBOGENERADOR	394.621,5	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	289.389,1	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	105.232,4	
	OBRA CIVIL	526.161,9	
ESCENARIO 05	**TOTAL**	**1.452.759**	**16.143**
	GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	
	OBRA CIVIL	581.103,6	
ESCENARIO 01 -H01	**TOTAL**	**1.452.759**	**16.143**
	GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	
	OBRA CIVIL	581.103,6	
ESCENARIO 01B	**TOTAL**	**1.102.957**	**13.724**
	GRUPO TURBOGENERADOR	330.887,2	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	242.650,6	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	88.236,6	

	OBRA CIVIL	441.183,0	
ESCENARIO 01C	**TOTAL**	**1.177.994**	**14.241**
	GRUPO TURBOGENERADOR	353.398,1	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.158,6	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.239,5	
	OBRA CIVIL	471.197,4	
ESCENARIO 01D	**TOTAL**	**1.177.917**	**16.020**
	GRUPO TURBOGENERADOR	353.375,1	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.141,8	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.233,4	
	OBRA CIVIL	471.166,8	
ESCENARIO 01 -H01B	**TOTAL**	**1.452.759**	**16.143**
	GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	
	OBRA CIVIL	581.103,6	
ESCENARIO 01 -H01C	**TOTAL**	**1.433.909**	**16.020**
	GRUPO TURBOGENERADOR	430.172,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	315.460,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	114.712,7	
	OBRA CIVIL	573.563,6	
ESCENARIO 01 -AB01	**TOTAL**	**1.177.917**	**14.241**
	GRUPO TURBOGENERADOR	353.375,1	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.141,8	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.233,4	
	OBRA CIVIL	471.166,8	

En el **Anexo G.5.2** se incluyen los cálculos de los costos de las centrales asociadas a cada escenario.

3.2. LÍNEA ELÉCTRICA CONEXIÓN AL SIC

3.2.1. INTRODUCCIÓN

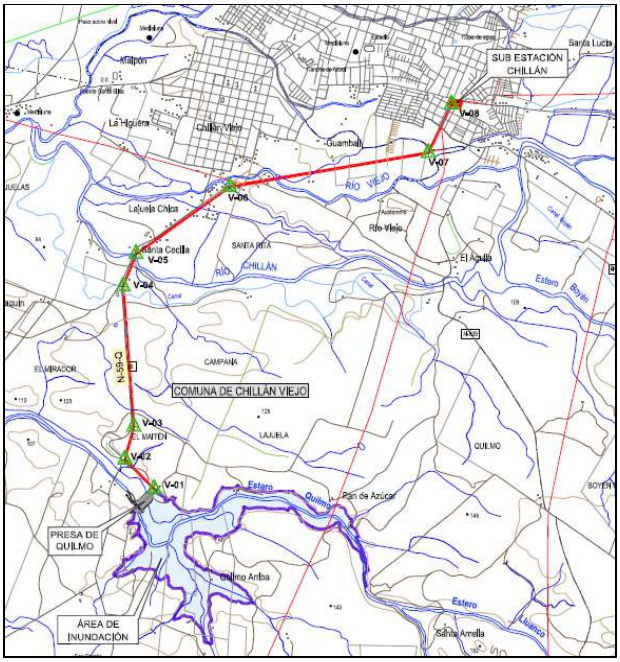
En este apartado se realiza el prediseño y se evalúan los costos de interconexión en 66 kV entre la central de presa del embalse Quilmo y el Sistema Interconectado Central (SIC) en la subestación de Chillán, ubicada en la VIII Región.

3.2.2. TRAZADO

La línea Quilmo – Chillán tiene una longitud de 9,14 km aproximadamente.

Todo su trazado se encuentra en la región del Bío Bío.

Figura 3-5. Área de estudio



En el **Anexo G.5.3** se incluye plano de trazado y características generales de la línea.

3.2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA LÍNEA

Se han seguido las especificaciones establecidas en la *Norma NSEG 5 E.n.71 "Reglamento de Instalaciones Eléctricas de Corrientes Fuertes"*.

Línea con tensión nominal 66 kV, caída máxima de tensión 7,5% (según Norma).

Del cálculo eléctrico resulta la instalación de triple cable conductor de aleación de aluminio de 15 mm^2 de sección en línea de transmisión en simple circuito.

Las estructuras a instalar, de las que se incluye detalle en el plano del **Anexo G.5.3** serán postes de hormigón armado de 18 m de altura y torres metálicas de 23,8 m y de 28 m, con puesta a tierra instalada formada por pletinas de acero galvanizado.

Se emplearán fundaciones típicas para cada tipo de estructura.

Las estructuras se dispondrán con una separación máxima de 200 m.

3.2.4. PRESUPUESTO DE INVERSIÓN

Se considera, según se ha descrito anteriormente:

- Línea eléctrica simple circuito. Cable 3 X 15 mm^2.
- 46 postes de hormigón armado.
- 8 torres metálicas de 23,8 m de altura.
- 2 torres metálicas de 28 m de altura. Anclajes.
- Cable de comunicación por fibra óptica tipo ADSS.

Se considera un área afectada por poste de 1,80 ha, con un total de 100,8 ha afectadas y un coste de 5.400 USD por hectárea.

El costo de los materiales se evalúa por kilómetro de línea, a partir de la comparativa con líneas similares en la zona, estimando un costo de 40,000 USD por km de línea.

El costo de la obra civil se estima como un 2,50 % del costo de los materiales.

El montaje e instalación de todos los elementos de la línea se valora en función de los postes instalados como 3,400 USD por poste.

En la tabla siguiente se incluye el cálculo del costo de la línea.

Tabla 3-4. Costo línea eléctrica conexión al SIC.

	COSTO USD	COSTO PESOS
1. COSTO DIRECTO	**568,740**	**315,650,700**
1.1. OBRA CIVIL	9,140	5,072,700
1.2. SUMINISTRO DE MATERIAL	365,600	202,908,000
1.3. MONTAJE E INSTALACIÓN	190,400	105,672,000
1.4 PRUEBAS (2 DÍAS)	3,600	1,998,000
2. INSPECCIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE CONSTRUCCIÓN (4% de costo directo)	**22,750**	**12,626,028**
3. IMPREVISTOS (5%)	**28,437**	**15,782,535**
4. GASTOS GENERALES (40%)	**227,496**	**126,260,280**
SUBTOTAL 1 CD+INSPECC+IMPREV+GG	**847,423**	**470,319,543**

5. COSTOS INDIRECTOS	**578,274**	**320,941,947**
5.1. INGENIERÍA	8,531	4,734,761
5.2. ESTUDIO IMPACTO AMBIENTAL	25,423	14,109,586
5.3. SERVIDUMBRE	544,320	302,097,600

TOTAL	**1,425,696**	**791,261,490**

3.3. RESUMEN DE COSTOS

3.3.1. CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En la tabla siguiente se incluye resumen de costos por escenarios representativos del rango de posibles centrales a pie de presa.

Tabla 3-5. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (USD).

ESCENARIO	POTENCIA INSTALADA (KW)	PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	COSTE INVERSIÓN US$	COSTE DE PRODUCCIÓN US$
ESCENARIO 01	468,91	671.563,0	**1.103.042**	**13.725**
ESCENARIO 02	433,93	616.456,0	**1.029.152**	**13.203**
ESCENARIO 03	540,83	755.692,0	**1.246.728**	**14.740**
ESCENARIO 04	576,79	786.621,0	**1.315.405**	**15.222**
ESCENARIO 05	648,71	845.015,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01 -H01	648,71	927.020,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 02 -H01	648,71	958.902,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01B	468,87	674.025,0	**1.102.957**	**13.724**
ESCENARIO 01C	504,84	725.439,0	**1.177.994**	**14.241**
ESCENARIO 01D	504,80	722.896,0	**1.177.917**	**14.241**
ESCENARIO 01 -H01B	648,71	892.731,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01 -H01C	638,84	801.107,0	**1.433.909**	**16.020**
ESCENARIO 01 -AB01	504,80	717.935,0	**1.177.917**	**14.241**

Tabla 3-6. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (pesos).

ESCENARIO	POTENCIA INSTALADA (KW)	PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	COSTE INVERSIÓN PESOS	COSTE DE PRODUCCIÓN PESOS
ESCENARIO 01	468,91	671.563,0	**612.188.280**	**7.617.388**
ESCENARIO 02	433,93	616.456,0	**571.179.115**	**7.327.759**
ESCENARIO 03	540,83	755.692,0	**691.933.944**	**8.180.724**
ESCENARIO 04	576,79	786.621,0	**730.049.689**	**8.448.317**
ESCENARIO 05	648,71	845.015,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 01 -H01	648,71	927.020,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 02 -H01	648,71	958.902,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 01B	468,87	674.025,0	**612.141.386**	**7.617.063**
ESCENARIO 01C	504,84	725.439,0	**653.786.400**	**7.903.841**
ESCENARIO 01D	504,80	722.896,0	**653.744.002**	**7.903.528**
ESCENARIO 01 -H01B	648,71	892.731,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 01 -H01C	638,84	801.107,0	**795.819.489**	**8.891.139**
ESCENARIO 01 -AB01	504,80	717.935,0	**653.744.002**	**7.903.528**

3.3.2. LÍNEA CONEXIÓN SIC

El costo de la línea eléctrica de conexión al SIC es:

1,425,696 USD

791,261,490 PESOS

4. EVALUACIÓN ECONÓMICA

4.1. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN

La determinación de los parámetros de evaluación económica se realiza considerando los siguientes parámetros básicos:

- Tasa de actualización anual: se consideran dos opciones el 6% social y el 12% privado.
- Impuesto 1ª categoría: 17%
- Operación y mantenimiento: en todo el periodo de análisis.
- Precio de la energía (monómico): 80 USD/MWh
- El ingreso por energía se calcula considerando la generación media anual.
- Horizonte de evaluación: 30 años.
- Inversión de acuerdo con cálculos de costos en cada caso.
- Costo peaje básico por uso SIC: 4 USD/MWh
- Pérdidas por transmisión: 0%
- Periodo de construcción: 2 años
- Ingresos por bonos de carbón: 6 USD/MWh, 21 años.
- Flujo de caja (ingresos y egresos) concentrados al final de cada año.
- Depreciación (exenta) sin considerar valor residual.
- Reconocimiento de potencia: no se considera.
- Los imprevistos se consideran como cero porque ya se han incluido en el costo de inversión, tal como se ha descrito anteriormente y no hay imprevistos adicionales.

En la evaluación económica, en principio, no se considera el costo de la línea eléctrica de conexión al SIC, en todas las alternativas evaluadas, con el fin de analizar la factibilidad teniendo en cuenta únicamente costos de la central hidroeléctrica y disponer así de un análisis más claro inicialmente.

Los cálculos correspondientes a la evaluación económica se incluyen en el **Anexo G.5.2**.

4.2. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN

En la tabla siguiente se presenta el resumen de los cálculos correspondientes a la evaluación económica realizada para cada uno de los escenarios considerados.

Como se puede ver, el VAN es negativo en todos los casos, incluso en los que favorecen la hidrogeneración y disponen de mayor volumen de embalse para ello. Obviamente, al adicionarle el costo de la línea eléctrica de conexión al SIC el resultado económico empeorará.

Tabla 4-7. Resumen de resultados de la evaluación económica.

ESCENARIO	TASA	TIR (%)	VAN (US$)	VAN/INV
ESCENARIO 01	6%	0,52%	-489.208	-0,444
	12%	0,52%	-653.780	-0,593
ESCENARIO 02	6%	0,33%	-468.920	-0,456
	12%	0,33%	-616.666	-0,599
ESCENARIO 03	6%	0,58%	-548.110	-0,440
	12%	0,58%	-736.377	-0,591
ESCENARIO 04	6%	0,52%	-584.071	-0,444
	12%	0,52%	-780.042	-0,593
ESCENARIO 05	6%	0,37%	-658.490	-0,453
	12%	0,37%	-868.711	-0,598
ESCENARIO 01 -H01	6%	1,10%	-589.246	-0,406
	12%	1,10%	-831.590	-0,572
ESCENARIO 02 -H01	6%	1,37%	-562.325	-0,387
	12%	1,37%	-817.158	-0,562
ESCENARIO 01B	6%	0,55%	-487.053	-0,442
	12%	0,55%	-652.595	-0,592
ESCENARIO 01C	6%	0,67%	-511.364	-0,434
	12%	0,67%	-692.272	-0,588
ESCENARIO 01D	6%	0,64%	-513.442	-0,436
	12%	0,64%	-693.359	-0,589
ESCENARIO 01 -H01B	6%	0,80%	-618.199	-0,426
	12%	0,80%	-847.112	-0,583
ESCENARIO 01 -H01C	6%	0,25%	-660.994	-0,461
	12%	0,25%	-863.406	-0,602
ESCENARIO 01 -AB01	6%	0,59%	-517.631	-0,439
	12%	0,59%	-695.605	-0,591

ANEXOS

ÍNDICE

ANEXO G.5.1. ALTURA Y CAUDAL TURBINADOS POR ESCENARIOS.
ANEXO G.5.2. EVALUACIÓN ECONÓMICA
ANEXO G.5.3. PLANO LÍNEA ELÉCTRICA CONEXIÓN AL SIC.

ANEXO G.5.1. ALTURA Y CAUDAL TURBINADOS POR ESCENARIOS.

EN FORMATO DIGITAL

ANEXO G.5.2. EVALUACIÓN ECONÓMICA.

COSTES

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

Q MÁX (m^3/s)	12,31
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	6,5
H MÍN (m)	1,47

POTENCIA INSTALADA (KW) **468,9**

PRODUCCIÓN ANUAL (KWh) **671.563,0**

ESCENARIO 1

NIVEL EXPLOTACIÓN 96,50 m

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.103.041,9**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	330.912,6	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	242.669,2	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	88.243,4	$
OBRA CIVIL	441.216,8	$
	1.103.041,9	$
	2.352.353,2	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**13.725,0**	$
SEGUROS	1.333,5	$
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$
AUDITORÍA	1.094,7	$
INGENIERÍA	3.980,6	$
ADMINISTRACIÓN	2.539,6	$
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	4.776,7	$

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 2

Q MÁX (m^3/s)	12,85
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	6,04
H MÍN (m)	1,28

NIVEL EXPLOTACIÓN 95,50 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**433,9**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**616.456,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

	0,735		
TOTAL	**1.029.151,6**	$	
GRUPO TURBOGENERADOR	308.745,5	$	
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	226.413,3	$	
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	82.332,1	$	
OBRA CIVIL	411.660,6	$	
	1.029.151,6	$	
	2.371.699,5	$/MW	

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**13.203,2**	$	30.427
SEGUROS	1.282,8	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.053,0	$	
INGENIERÍA	3.829,2	$	
ADMINISTRACIÓN	2.443,0	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	4.595,1	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 3

Q MÁX (m^3/s)	11,85
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	7,5
H MÍN (m)	1,95

NIVEL EXPLOTACIÓN 97,50 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**540,8**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**755.692,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.246.727,8**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	374.018,3	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	274.280,1	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	99.738,2	$
OBRA CIVIL	498.691,1	$
	1.246.727,8	$
	2.305.212,0	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**14.740,0**	$	27.254
SEGUROS	1.432,1	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.175,6	$	
INGENIERÍA	4.275,0	$	
ADMINISTRACIÓN	2.727,4	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	5.129,9	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

Q MÁX (m^3/s)	11,67	ESCENARIO	4	
Q MÍN (m^3/s)	0	NIVEL EXPLOTACIÓN	98,00	m
H MÁX (m)	8			
H MÍN (m)	1,68			

POTENCIA INSTALADA (KW)	**576,8**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**786.621,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.315.404,8**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	394.621,5	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	289.389,1	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	105.232,4	$
OBRA CIVIL	526.161,9	$
	1.315.404,8	$
	2.280.561,1	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**15.222,2**	$	26.391
SEGUROS	1.479,0	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.214,1	$	
INGENIERÍA	4.414,8	$	
ADMINISTRACIÓN	2.816,6	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	5.297,7	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 5

Q MÁX (m^3/s)	11,66
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	9
H MÍN (m)	0,41

NIVEL EXPLOTACIÓN 99,00 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**648,7**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**845.015,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.452.758,9**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	$
OBRA CIVIL	581.103,6	$
	1.452.758,9	$
	2.239.458,1	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**16.143,3**	$	24.885
SEGUROS	1.568,5	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.287,5	$	
INGENIERÍA	4.681,9	$	
ADMINISTRACIÓN	2.987,1	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	5.618,3	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 01-H01

Q MÁX (m^3/s)	11,93
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	9
H MÍN (m)	4,46

NIVEL EXPLOTACIÓN 99,00 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**648,7**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**927.020,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.452.758,9**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	$
OBRA CIVIL	581.103,6	$
	1.452.758,9	$
	2.239.458,1	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**16.143,3**	$	24.885
SEGUROS	1.568,5	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.287,5	$	
INGENIERÍA	4.681,9	$	
ADMINISTRACIÓN	2.987,1	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	5.618,3	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 02-H01

Q MÁX (m^3/s)	12,39
Q MÍN (m^3/s)	0,03
H MÁX (m)	9
H MÍN (m)	5

NIVEL EXPLOTACIÓN 99,00 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**648,7**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**958.902,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.452.758,9**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	$
OBRA CIVIL	581.103,6	$
	1.452.758,9	$
	2.239.458,1	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**16.143,3**	$	24.885
SEGUROS	1.568,5	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.287,5	$	
INGENIERÍA	4.681,9	$	
ADMINISTRACIÓN	2.987,1	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	5.618,3	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 1B

Q MÁX (m^3/s)	12,37
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	6,5
H MÍN (m)	2,01

NIVEL EXPLOTACIÓN 96,50 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**468,9**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**674.025,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.102.957,5**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	330.887,2	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	242.650,6	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	88.236,6	$
OBRA CIVIL	441.183,0	$
	1.102.957,5	$
	2.352.373,7	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**13.724,4**	$
SEGUROS	1.333,4	$
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$
AUDITORÍA	1.094,6	$
INGENIERÍA	3.980,4	$
ADMINISTRACIÓN	2.539,5	$
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	4.776,5	$

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 1C

Q MÁX (m^3/s)	12,32
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	7
H MÍN (m)	2,34

NIVEL EXPLOTACIÓN 97,00 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**504,8**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**725.439,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.177.993,5**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	353.398,1	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.158,6	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.239,5	$
OBRA CIVIL	471.197,4	$
	1.177.993,5	$
	2.333.399,7	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**14.241,2**	$	28.209
SEGUROS	1.383,6	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.135,8	$	
INGENIERÍA	4.130,3	$	
ADMINISTRACIÓN	2.635,1	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	4.956,3	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 1D

Q MÁX (m^3/s)	12,25
Q MÍN (m^3/s)	0
H MÁX (m)	7
H MÍN (m)	1,99

NIVEL EXPLOTACIÓN 97,00 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**504,8**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**722.896,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.177.917,1**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	353.375,1	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.141,8	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.233,4	$
OBRA CIVIL	471.166,8	$
	1.177.917,1	$
	2.333.433,3	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**14.240,6**	$	28.210
SEGUROS	1.383,6	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.135,8	$	
INGENIERÍA	4.130,1	$	
ADMINISTRACIÓN	2.635,0	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	4.956,1	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

Q MÁX (m^3/s)	11,66	ESCENARIO	01-H01B	
Q MÍN (m^3/s)	0	NIVEL EXPLOTACIÓN	99,00	m
H MÁX (m)	9			
H MÍN (m)	0,02			

POTENCIA INSTALADA (KW)	**648,7**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**892.731,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.452.758,9**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	$
OBRA CIVIL	581.103,6	$
	1.452.758,9	$
	2.239.458,1	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**16.143,3**	$	24.885
SEGUROS	1.568,5	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.287,5	$	
INGENIERÍA	4.681,9	$	
ADMINISTRACIÓN	2.987,1	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	5.618,3	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO	01-H01C		
Q MÁX (m^3/s)	11,48	NIVEL EXPLOTACIÓN	99,00 m
Q MÍN (m^3/s)	0		
H MÁX (m)	9		
H MÍN (m)	0,01		

POTENCIA INSTALADA (KW)	**638,8**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**801.107,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.433.909,0**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	430.172,7	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	315.460,0	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	114.712,7	$
OBRA CIVIL	573.563,6	$
	1.433.909,0	$
	2.244.551,0	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**16.020,1**	$	25.077
SEGUROS	1.556,5	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.277,7	$	
INGENIERÍA	4.646,2	$	
ADMINISTRACIÓN	2.964,3	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	5.575,4	$	

DATOS ESTACIÓN HIDROELÉCTRICA

ESCENARIO 01-AB01

Q MÁX (m^3/s)	11,95
Q MÍN (m^3/s)	0,08
H MÁX (m)	7
H MÍN (m)	1,82

NIVEL EXPLOTACIÓN 97,00 m

POTENCIA INSTALADA (KW)	**504,8**
PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	**717.935,0**

COSTES DE INVERSIÓN (Según Miller)

TOTAL	**1.177.917,1**	$
GRUPO TURBOGENERADOR	353.375,1	$
EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.141,8	$
INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.233,4	$
OBRA CIVIL	471.166,8	$
	1.177.917,1	$
	2.333.433,3	$/MW

COSTES DE PRODUCCIÓN (Según Miller)

TOTAL	**14.240,6**	$	28.210
SEGUROS	1.383,6	$	
IMPUESTOS LOCALES	0,0	$	
AUDITORÍA	1.135,8	$	
INGENIERÍA	4.130,1	$	
ADMINISTRACIÓN	2.635,0	$	
REPARACIONES Y MANTENIMIENTO	4.956,1	$	

RESUMEN1

ESCENARIO		COSTE INVERSIÓN US$	COSTE DE PRODUCCIÓN US$
ESCENARIO 01	**TOTAL**	**1.103.042**	**13.725**
	GRUPO TURBOGENERADOR	330.912,6	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	242.669,2	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	88.243,4	
	OBRA CIVIL	441.216,8	
ESCENARIO 02	**TOTAL**	**1.029.152**	**13.203**
	GRUPO TURBOGENERADOR	308.745,5	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	226.413,3	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	82.332,1	
	OBRA CIVIL	411.660,6	
ESCENARIO 03	**TOTAL**	**1.246.728**	**14.740**
	GRUPO TURBOGENERADOR	374.018,3	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	274.280,1	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	99.738,2	
	OBRA CIVIL	498.691,1	
ESCENARIO 04	**TOTAL**	**1.315.405**	**15.222**
	GRUPO TURBOGENERADOR	394.621,5	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	289.389,1	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	105.232,4	
	OBRA CIVIL	526.161,9	
ESCENARIO 05	**TOTAL**	**1.452.759**	**16.143**
	GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	
	OBRA CIVIL	581.103,6	
ESCENARIO 01 -H01	**TOTAL**	**1.452.759**	**16.143**
	GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	
	OBRA CIVIL	581.103,6	
ESCENARIO 01B	**TOTAL**	**1.102.957**	**13.724**
	GRUPO TURBOGENERADOR	330.887,2	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	242.650,6	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	88.236,6	
	OBRA CIVIL	441.183,0	

RESUMEN1

ESCENARIO 01C	**TOTAL**	**1.177.994**	**14.241**
	GRUPO TURBOGENERADOR	353.398,1	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.158,6	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.239,5	
	OBRA CIVIL	471.197,4	
ESCENARIO 01D	**TOTAL**	**1.177.917**	**16.020**
	GRUPO TURBOGENERADOR	353.375,1	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.141,8	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.233,4	
	OBRA CIVIL	471.166,8	
ESCENARIO 01 -H01B	**TOTAL**	**1.452.759**	**16.143**
	GRUPO TURBOGENERADOR	435.827,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	319.607,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	116.220,7	
	OBRA CIVIL	581.103,6	
ESCENARIO 01 -H01C	**TOTAL**	**1.433.909**	**16.020**
	GRUPO TURBOGENERADOR	430.172,7	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	315.460,0	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	114.712,7	
	OBRA CIVIL	573.563,6	
ESCENARIO 01 -AB01	**TOTAL**	**1.177.917**	**14.241**
	GRUPO TURBOGENERADOR	353.375,1	
	EQUIPOS ELÉCTRICOS, REGULACIÓN, CONTROL Y LÍNEA	259.141,8	
	INGENIERÍA Y DIRECCIÓN DE OBRA	94.233,4	
	OBRA CIVIL	471.166,8	

ESCENARIO	POTENCIA INSTALADA (KW)	PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	COSTE INVERSIÓN US$	COSTE DE PRODUCCIÓN US$
ESCENARIO 01	468,91	671.563	**1.103.042**	**13.725**
ESCENARIO 02	433,93	616.456	**1.029.152**	**13.203**
ESCENARIO 03	540,83	755.692	**1.246.728**	**14.740**
ESCENARIO 04	576,79	786.621	**1.315.405**	**15.222**
ESCENARIO 05	648,71	845.015	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01 -H01	648,71	927.020	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 02 -H01	648,71	958.902	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01B	468,87	674.025	**1.102.957**	**13.724**
ESCENARIO 01C	504,84	725.439	**1.177.994**	**14.241**
ESCENARIO 01D	504,80	722.896	**1.177.917**	**14.241**
ESCENARIO 01 -H01B	648,71	892.731	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01 -H01C	638,84	801.107	**1.433.909**	**16.020**
ESCENARIO 01 -AB01	504,80	717.935	**1.177.917**	**14.241**

EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO	POTENCIA INSTALADA (KW)	PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	COSTE INVERSIÓN US$	COSTE DE PRODUCCIÓN US$	COSTE US$/MW	COSTE INVERSIÓN PESOS	COSTE DE PRODUCCIÓN PESOS	COSTE PESOS/MW
ESCENARIO 01	468,91	671.563,0	**1.103.042**	**13.725**	2.352.353	**612.188.280**	**7.617.388**	1.305.556.035
ESCENARIO 02	433,93	616.456,0	**1.029.152**	**13.203**	2.371.699	**571.179.115**	**7.327.759**	1.316.293.216
ESCENARIO 03	540,83	755.692,0	**1.246.728**	**14.740**	2.305.212	**691.933.944**	**8.180.724**	1.279.392.682
ESCENARIO 04	576,79	786.621,0	**1.315.405**	**15.222**	2.280.561	**730.049.689**	**8.448.317**	1.265.711.419
ESCENARIO 05	648,71	845.015,0	**1.452.759**	**16.143**	2.239.458	**806.281.180**	**8.959.559**	1.242.899.261
ESCENARIO 01 -H01	648,71	927.020,0	**1.452.759**	**16.143**	2.239.458	**806.281.180**	**8.959.559**	1.242.899.261
ESCENARIO 02 -H01	648,71	958.902,0	**1.452.759**	**16.143**	2.239.458	**806.281.180**	**8.959.559**	1.242.899.261
ESCENARIO 01B	468,87	674.025,0	**1.102.957**	**13.724**	2.352.374	**612.141.386**	**7.617.063**	1.305.567.398
ESCENARIO 01C	504,84	725.439,0	**1.177.994**	**14.241**	2.333.400	**653.786.400**	**7.903.841**	1.295.036.844
ESCENARIO 01D	504,80	722.896,0	**1.177.917**	**14.241**	2.333.433	**653.744.002**	**7.903.528**	1.295.055.472
ESCENARIO 01 -H01B	648,71	892.731,0	**1.452.759**	**16.143**	2.239.458	**806.281.180**	**8.959.559**	1.242.899.261
ESCENARIO 01 -H01C	638,84	801.107,0	**1.433.909**	**16.020**	2.244.551	**795.819.489**	**8.891.139**	1.245.725.829
ESCENARIO 01 -AB01	504,80	717.935,0	**1.177.917**	**14.241**	2.333.433	**653.744.002**	**7.903.528**	1.295.055.472

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 1

USD/MW 2.352.353 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.103.042**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,67		
Potencia Instalada (MW)	0,47	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,52%		
VAN (US$)	-489.208		
VAN/INV	-0,444		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	661.825										-661.825
2016	441.217										-441.217
2017		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2018		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2019		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2020		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2021		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2022		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2023		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2024		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2025		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2026		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2027		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2028		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2029		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2030		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2031		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2032		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2033		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2034		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2035		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2036		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2037		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2038		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2039		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2040		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2041		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2042			13.725	0	53.725		0	40.000	6.800	33.200	33.200
2043			13.725	0	53.725		0	40.000	6.800	33.200	33.200
2044			13.725	0	53.725		0	40.000	6.800	33.200	33.200

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 1

USD/MW 2.352.353 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.103.042**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,67		
Potencia Instalada (MW)	0,47	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,52%		
VAN (US$)	-653.780		
VAN/INV	-0,593		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	661.825										-661.825
2016	441.217										-441.217
2017		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2018		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2019		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2020		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2021		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2022		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2023		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2024		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2025		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2026		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2027		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2028		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2029		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2030		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2031		58.829	13.725	0	53.725	4.029	0	-14.800	-2.516	46.545	46.545
2032		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2033		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2034		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2035		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2036		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2037		22.061	13.725	0	53.725	4.029	0	21.969	3.735	40.295	40.295
2038		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2039		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2040		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2041		22.061	13.725	0	53.725		0	17.939	3.050	36.950	36.950
2042			13.725	0	53.725		0	40.000	6.800	33.200	33.200
2043			13.725	0	53.725		0	40.000	6.800	33.200	33.200
2044			13.725	0	53.725		0	40.000	6.800	33.200	33.200

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 2

USD/MW 2.371.699

1 idal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.029.152**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,62		
Potencia Instalada (MW)	0,43	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,33%		
VAN (US$)	-468.920		
VAN/INV	-0,456		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	617.491										-617.491
2016	411.661										-411.661
2017		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2018		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2019		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2020		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2021		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2022		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2023		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2024		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2025		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2026		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2027		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2028		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2029		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2030		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2031		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2032		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2033		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2034		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2035		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2036		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2037		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2038		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2039		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2040		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2041		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2042			13.203	0	49.316		0	36.113	6.139	29.974	29.974
2043			13.203	0	49.316		0	36.113	6.139	29.974	29.974
2044			13.203	0	49.316		0	36.113	6.139	29.974	29.974

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 2

USD/MW 2.371.699 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.029.152**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,62		
Potencia Instalada (MW)	0,43	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,33%		
VAN (US$)	-616.666		
VAN/INV	-0,599		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	617.491										-617.491
2016	411.661										-411.661
2017		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2018		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2019		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2020		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2021		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2022		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2023		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2024		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2025		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2026		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2027		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2028		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2029		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2030		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2031		54.888	13.203	0	49.316	3.699	0	-15.076	-2.563	42.375	42.375
2032		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2033		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2034		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2035		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2036		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2037		20.583	13.203	0	49.316	3.699	0	19.229	3.269	36.543	36.543
2038		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2039		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2040		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2041		20.583	13.203	0	49.316		0	15.530	2.640	33.473	33.473
2042			13.203	0	49.316		0	36.113	6.139	29.974	29.974
2043			13.203	0	49.316		0	36.113	6.139	29.974	29.974
2044			13.203	0	49.316		0	36.113	6.139	29.974	29.974

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 3

USD/MW 2.305.212

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.246.728**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,76		
Potencia Instalada (MW)	0,54	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,58%		
VAN (US$)	-548.110		
VAN/INV	-0,440		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	748.037										-748.037
2016	498.691										-498.691
2017		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2018		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2019		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2020		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2021		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2022		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2023		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2024		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2025		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2026		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2027		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2028		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2029		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2030		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2031		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2032		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2033		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2034		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2035		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2036		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2037		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2038		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2039		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2040		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2041		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2042			14.740	0	60.455		0	45.715	7.772	37.944	37.944
2043			14.740	0	60.455		0	45.715	7.772	37.944	37.944
2044			14.740	0	60.455		0	45.715	7.772	37.944	37.944

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 3

USD/MW 2.305.212 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.246.728**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,76		
Potencia Instalada (MW)	0,54	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,58%		
VAN (US$)	-736.377		
VAN/INV	-0,591		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	748.037										-748.037
2016	498.691										-498.691
2017		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2018		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2019		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2020		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2021		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2022		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2023		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2024		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2025		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2026		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2027		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2028		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2029		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2030		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2031		66.492	14.740	0	60.455	4.534	0	-16.243	-2.761	53.011	53.011
2032		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2033		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2034		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2035		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2036		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2037		24.935	14.740	0	60.455	4.534	0	25.315	4.304	45.946	45.946
2038		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2039		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2040		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2041		24.935	14.740	0	60.455		0	20.781	3.533	42.183	42.183
2042			14.740	0	60.455		0	45.715	7.772	37.944	37.944
2043			14.740	0	60.455		0	45.715	7.772	37.944	37.944
2044			14.740	0	60.455		0	45.715	7.772	37.944	37.944

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 4

USD/MW 2.280.561 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.315.405**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,79		
Potencia Instalada (MW)	0,58	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,52%		
VAN (US$)	-584.071		
VAN/INV	-0,444		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	789.243										-789.243
2016	526.162										-526.162
2017		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2018		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2019		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2020		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2021		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2022		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2023		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2024		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2025		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2026		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2027		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2028		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2029		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2030		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2031		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2032		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2033		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2034		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2035		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2036		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2037		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2038		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2039		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2040		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2041		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2042			15.222	0	62.930		0	47.707	8.110	39.597	39.597
2043			15.222	0	62.930		0	47.707	8.110	39.597	39.597
2044			15.222	0	62.930		0	47.707	8.110	39.597	39.597

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 4

USD/MW 2.280.561 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.315.405**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,79		
Potencia Instalada (MW)	0,58	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,52%		
VAN (US$)	-780.042		
VAN/INV	-0,593		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	789.243										-789.243
2016	526.162										-526.162
2017		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2018		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2019		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2020		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2021		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2022		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2023		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2024		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2025		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2026		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2027		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2028		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2029		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2030		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2031		70.155	15.222	0	62.930	4.720	0	-17.728	-3.014	55.441	55.441
2032		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2033		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2034		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2035		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2036		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2037		26.308	15.222	0	62.930	4.720	0	26.119	4.440	47.987	47.987
2038		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2039		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2040		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2041		26.308	15.222	0	62.930		0	21.399	3.638	44.070	44.070
2042			15.222	0	62.930		0	47.707	8.110	39.597	39.597
2043			15.222	0	62.930		0	47.707	8.110	39.597	39.597
2044			15.222	0	62.930		0	47.707	8.110	39.597	39.597

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 5

USD/MW 2.239.458

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.452.759**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,85		
Potencia Instalada (MW)	0,65	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,37%		
VAN (US$)	-658.490		
VAN/INV	-0,453		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2018		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2019		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2020		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2021		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2022		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2023		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2024		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2025		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2026		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2027		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2028		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2029		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2030		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2031		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2032		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2033		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2034		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2035		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2036		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2037		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2038		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2039		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2040		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2041		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2042			16.143	0	67.601		0	51.458	8.748	42.710	42.710
2043			16.143	0	67.601		0	51.458	8.748	42.710	42.710
2044			16.143	0	67.601		0	51.458	8.748	42.710	42.710

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 5

USD/MW 2.239.458 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.452.759**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,85		
Potencia Instalada (MW)	0,65	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,37%		
VAN (US$)	-868.711		
VAN/INV	-0,598		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2018		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2019		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2020		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2021		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2022		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2023		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2024		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2025		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2026		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2027		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2028		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2029		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2030		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2031		77.480	16.143	0	67.601	5.070	0	-20.953	-3.562	60.090	60.090
2032		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2033		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2034		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2035		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2036		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2037		29.055	16.143	0	67.601	5.070	0	27.473	4.670	51.858	51.858
2038		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2039		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2040		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2041		29.055	16.143	0	67.601		0	22.403	3.808	47.649	47.649
2042			16.143	0	67.601		0	51.458	8.748	42.710	42.710
2043			16.143	0	67.601		0	51.458	8.748	42.710	42.710
2044			16.143	0	67.601		0	51.458	8.748	42.710	42.710

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-H01

USD/MW 2.239.458

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.452.759**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,93		
Potencia Instalada (MW)	0,65	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	1,10%		
VAN (US$)	-589.246		
VAN/INV	-0,406		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2018		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2019		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2020		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2021		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2022		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2023		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2024		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2025		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2026		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2027		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2028		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2029		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2030		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2031		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2032		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2033		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2034		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2035		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2036		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2037		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2038		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2039		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2040		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2041		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2042			16.143	0	74.162		0	58.018	9.863	48.155	48.155
2043			16.143	0	74.162		0	58.018	9.863	48.155	48.155
2044			16.143	0	74.162		0	58.018	9.863	48.155	48.155

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-H01

	USD/MW	2.239.458	1 ıdal de diseño (m^3/s)	VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO	
Tasa de actualización (%)		12%	Terrenos (USD)	0	
Impuesto 1ª categoría (%)		17%	Inspección (USD)	0	
Inversión (US$)		**1.452.759**			
Imprevisto durante construcción		0%			**Precio monómico (US$/MWh)**
Costo Capital		0%			
Energía media anual (GWh)		0,93			2012 80,000
Potencia Instalada (MW)		0,65	Promedio Potencia(M	0	2013 80,000
Pérdidas por Transmisión		0%			2014 80,000
					2015 80,000
TIR (%)		1,10%			2016 80,000
VAN (US$)		-831.590			2016 -> 80,000
VAN/INV		-0,572			

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2018		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2019		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2020		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2021		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2022		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2023		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2024		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2025		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2026		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2027		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2028		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2029		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2030		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2031		77.480	16.143	0	74.162	5.562	0	-13.900	-2.363	65.943	65.943
2032		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2033		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2034		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2035		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2036		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2037		29.055	16.143	0	74.162	5.562	0	34.525	5.869	57.711	57.711
2038		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2039		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2040		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2041		29.055	16.143	0	74.162		0	28.963	4.924	53.095	53.095
2042			16.143	0	74.162		0	58.018	9.863	48.155	48.155
2043			16.143	0	74.162		0	58.018	9.863	48.155	48.155
2044			16.143	0	74.162		0	58.018	9.863	48.155	48.155

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 02-H01

	USD/MW	2.239.458	1 ıdal de diseño (m^3/s)	VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO	
Tasa de actualización (%)		6%	Terrenos (USD)	0	
Impuesto 1ª categoría (%)		17%	Inspección (USD)	0	
Inversión (US$)		**1.452.759**			
Imprevisto durante construcción		0%			**Precio monómico (US$/MWh)**
Costo Capital		0%			
Energía media anual (GWh)		0,96			2012 80,000
Potencia Instalada (MW)		0,65	Promedio Potencia(MW)		2013 80,000
Pérdidas por Transmisión		0%			2014 80,000
					2015 80,000
TIR (%)		1,37%			2016 80,000
VAN (US$)		-562.325			2016 -> 80,000
VAN/INV		-0,387			

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2018		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2019		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2020		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2021		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2022		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2023		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2024		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2025		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2026		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2027		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2028		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2029		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2030		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2031		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2032		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2033		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2034		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2035		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2036		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2037		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2038		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2039		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2040		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2041		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2042			16.143	0	76.712		0	60.569	10.297	50.272	50.272
2043			16.143	0	76.712		0	60.569	10.297	50.272	50.272
2044			16.143	0	76.712		0	60.569	10.297	50.272	50.272

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 02-H01

USD/MW 2.239.458 — Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.452.759**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,96		
Potencia Instalada (MW)	0,65	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	1,37%		
VAN (US$)	-817.158		
VAN/INV	-0,562		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2018		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2019		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2020		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2021		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2022		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2023		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2024		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2025		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2026		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2027		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2028		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2029		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2030		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2031		77.480	16.143	0	76.712	5.753	0	-11.158	-1.897	68.219	68.219
2032		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2033		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2034		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2035		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2036		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2037		29.055	16.143	0	76.712	5.753	0	37.267	6.335	59.987	59.987
2038		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2039		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2040		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2041		29.055	16.143	0	76.712		0	31.514	5.357	55.211	55.211
2042			16.143	0	76.712		0	60.569	10.297	50.272	50.272
2043			16.143	0	76.712		0	60.569	10.297	50.272	50.272
2044			16.143	0	76.712		0	60.569	10.297	50.272	50.272

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01B

USD/MW 2.352.374

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.102.957**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,67		
Potencia Instalada (MW)	0,47	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,55%		
VAN (US$)	-487.053		
VAN/INV	-0,442		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	661.774										-661.774
2016	441.183										-441.183
2017		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2018		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2019		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2020		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2021		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2022		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2023		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2024		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2025		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2026		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2027		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2028		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2029		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2030		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2031		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2032		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2033		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2034		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2035		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2036		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2037		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2038		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2039		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2040		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2041		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2042			13.724	0	53.922		0	40.198	6.834	33.364	33.364
2043			13.724	0	53.922		0	40.198	6.834	33.364	33.364
2044			13.724	0	53.922		0	40.198	6.834	33.364	33.364

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01B

USD/MW 2.352.374

1 ıdal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.102.957**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,67		
Potencia Instalada (MW)	0,47	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,55%		
VAN (US$)	-652.595		
VAN/INV	-0,592		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	661.774										-661.774
2016	441.183										-441.183
2017		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2018		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2019		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2020		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2021		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2022		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2023		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2024		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2025		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2026		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2027		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2028		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2029		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2030		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2031		58.824	13.724	0	53.922	4.044	0	-14.583	-2.479	46.721	46.721
2032		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2033		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2034		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2035		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2036		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2037		22.059	13.724	0	53.922	4.044	0	22.183	3.771	40.471	40.471
2038		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2039		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2040		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2041		22.059	13.724	0	53.922		0	18.138	3.084	37.114	37.114
2042			13.724	0	53.922		0	40.198	6.834	33.364	33.364
2043			13.724	0	53.922		0	40.198	6.834	33.364	33.364
2044			13.724	0	53.922		0	40.198	6.834	33.364	33.364

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01C

USD/MW 2.333.400

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.177.994**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,73		
Potencia Instalada (MW)	0,50	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,67%		
VAN (US$)	-511.364		
VAN/INV	-0,434		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	706.796										-706.796
2016	471.197										-471.197
2017		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2018		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2019		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2020		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2021		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2022		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2023		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2024		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2025		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2026		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2027		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2028		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2029		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2030		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2031		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2032		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2033		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2034		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2035		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2036		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2037		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2038		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2039		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2040		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2041		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2042			14.241	0	58.035		0	43.794	7.445	36.349	36.349
2043			14.241	0	58.035		0	43.794	7.445	36.349	36.349
2044			14.241	0	58.035		0	43.794	7.445	36.349	36.349

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01C

USD/MW 2.333.400

1 idal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.177.994**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,73		
Potencia Instalada (MW)	0,50	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,67%		
VAN (US$)	-692.272		
VAN/INV	-0,588		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	706.796										-706.796
2016	471.197										-471.197
2017		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2018		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2019		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2020		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2021		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2022		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2023		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2024		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2025		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2026		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2027		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2028		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2029		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2030		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2031		62.826	14.241	0	58.035	4.353	0	-14.680	-2.496	50.642	50.642
2032		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2033		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2034		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2035		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2036		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2037		23.560	14.241	0	58.035	4.353	0	24.587	4.180	43.967	43.967
2038		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2039		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2040		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2041		23.560	14.241	0	58.035		0	20.234	3.440	40.354	40.354
2042			14.241	0	58.035		0	43.794	7.445	36.349	36.349
2043			14.241	0	58.035		0	43.794	7.445	36.349	36.349
2044			14.241	0	58.035		0	43.794	7.445	36.349	36.349

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01D

USD/MW 2.333.433

1 ıdal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.177.917**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,72		
Potencia Instalada (MW)	0,50	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,64%		
VAN (US$)	-513.442		
VAN/INV	-0,436		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	706.750										-706.750
2016	471.167										-471.167
2017		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2018		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2019		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2020		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2021		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2022		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2023		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2024		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2025		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2026		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2027		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2028		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2029		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2030		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2031		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2032		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2033		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2034		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2035		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2036		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2037		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2038		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2039		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2040		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2041		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2042			14.241	0	57.832		0	43.591	7.410	36.181	36.181
2043			14.241	0	57.832		0	43.591	7.410	36.181	36.181
2044			14.241	0	57.832		0	43.591	7.410	36.181	36.181

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01D

USD/MW 2.333.433

1 idal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.177.917**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,72		
Potencia Instalada (MW)	0,50	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,64%		
VAN (US$)	-693.359		
VAN/INV	-0,589		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	706.750										-706.750
2016	471.167										-471.167
2017		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2018		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2019		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2020		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2021		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2022		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2023		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2024		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2025		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2026		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2027		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2028		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2029		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2030		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2031		62.822	14.241	0	57.832	4.337	0	-14.894	-2.532	50.460	50.460
2032		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2033		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2034		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2035		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2036		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2037		23.558	14.241	0	57.832	4.337	0	24.370	4.143	43.786	43.786
2038		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2039		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2040		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2041		23.558	14.241	0	57.832		0	20.033	3.406	40.186	40.186
2042			14.241	0	57.832		0	43.591	7.410	36.181	36.181
2043			14.241	0	57.832		0	43.591	7.410	36.181	36.181
2044			14.241	0	57.832		0	43.591	7.410	36.181	36.181

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-H01B

USD/MW 2.239.458

1 ıdal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.452.759**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,89		
Potencia Instalada (MW)	0,65	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,80%		
VAN (US$)	-618.199		
VAN/INV	-0,426		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2018		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2019		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2020		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2021		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2022		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2023		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2024		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2025		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2026		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2027		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2028		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2029		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2030		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2031		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2032		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2033		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2034		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2035		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2036		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2037		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2038		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2039		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2040		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2041		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2042			16.143	0	71.418		0	55.275	9.397	45.878	45.878
2043			16.143	0	71.418		0	55.275	9.397	45.878	45.878
2044			16.143	0	71.418		0	55.275	9.397	45.878	45.878

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-H01B

USD/MW 2.239.458

1 idal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.452.759**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,89		
Potencia Instalada (MW)	0,65	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,80%		
VAN (US$)	-847.112		
VAN/INV	-0,583		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	871.655										-871.655
2016	581.104										-581.104
2017		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2018		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2019		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2020		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2021		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2022		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2023		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2024		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2025		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2026		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2027		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2028		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2029		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2030		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2031		77.480	16.143	0	71.418	5.356	0	-16.849	-2.864	63.496	63.496
2032		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2033		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2034		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2035		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2036		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2037		29.055	16.143	0	71.418	5.356	0	31.576	5.368	55.264	55.264
2038		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2039		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2040		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2041		29.055	16.143	0	71.418		0	26.220	4.457	50.818	50.818
2042			16.143	0	71.418		0	55.275	9.397	45.878	45.878
2043			16.143	0	71.418		0	55.275	9.397	45.878	45.878
2044			16.143	0	71.418		0	55.275	9.397	45.878	45.878

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-H01C

USD/MW 2.244.551

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.433.909**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,80		
Potencia Instalada (MW)	0,64	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,25%		
VAN (US$)	-660.994		
VAN/INV	-0,461		

Precio monómico (US$/MWh)	
2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	860.345										-860.345
2016	573.564										-573.564
2017		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2018		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2019		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2020		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2021		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2022		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2023		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2024		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2025		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2026		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2027		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2028		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2029		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2030		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2031		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2032		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2033		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2034		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2035		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2036		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2037		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2038		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2039		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2040		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2041		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2042			14.241	0	64.089		0	49.848	8.474	41.374	41.374
2043			14.241	0	64.089		0	49.848	8.474	41.374	41.374
2044			14.241	0	64.089		0	49.848	8.474	41.374	41.374

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-H01C

USD/MW 2.244.551

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.433.909**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,80		
Potencia Instalada (MW)	0,64	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,25%		
VAN (US$)	-863.406		
VAN/INV	-0,602		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	860.345										-860.345
2016	573.564										-573.564
2017		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2018		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2019		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2020		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2021		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2022		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2023		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2024		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2025		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2026		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2027		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2028		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2029		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2030		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2031		76.475	14.241	0	64.089	4.807	0	-21.821	-3.709	58.364	58.364
2032		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2033		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2034		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2035		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2036		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2037		28.678	14.241	0	64.089	4.807	0	25.976	4.416	50.239	50.239
2038		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2039		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2040		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2041		28.678	14.241	0	64.089		0	21.170	3.599	46.249	46.249
2042			14.241	0	64.089		0	49.848	8.474	41.374	41.374
2043			14.241	0	64.089		0	49.848	8.474	41.374	41.374
2044			14.241	0	64.089		0	49.848	8.474	41.374	41.374

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-AB01

USD/MW 2.333.433

Caudal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	6%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.177.917**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,72		
Potencia Instalada (MW)	0,50	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,59%		
VAN (US$)	-517.631		
VAN/INV	-0,439		

Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	706.750										-706.750
2016	471.167										-471.167
2017		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2018		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2019		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2020		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2021		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2022		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2023		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2024		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2025		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2026		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2027		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2028		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2029		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2030		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2031		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2032		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2033		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2034		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2035		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2036		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2037		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2038		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2039		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2040		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2041		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2042			14.241	0	57.435		0	43.194	7.343	35.851	35.851
2043			14.241	0	57.435		0	43.194	7.343	35.851	35.851
2044			14.241	0	57.435		0	43.194	7.343	35.851	35.851

CENTRAL QUILMO
EVALUACIÓN ECONÓMICA

ESCENARIO 01-AB01

USD/MW 2.333.433

1 ıdal de diseño (m^3/s) VARIABLE, Nº Y TAMAÑO TURBINAS SEGÚN CAUDALES RES. MODELO

Tasa de actualización (%)	12%	Terrenos (USD)	0
Impuesto 1ª categoría (%)	17%	Inspección (USD)	0
Inversión (US$)	**1.177.917**		
Imprevisto durante construcción	0%		
Costo Capital	0%		
Energía media anual (GWh)	0,72		
Potencia Instalada (MW)	0,50	Promedio Potencia(MW)	
Pérdidas por Transmisión	0%		
TIR (%)	0,59%		
VAN (US$)	-695.605		
VAN/INV	-0,591		

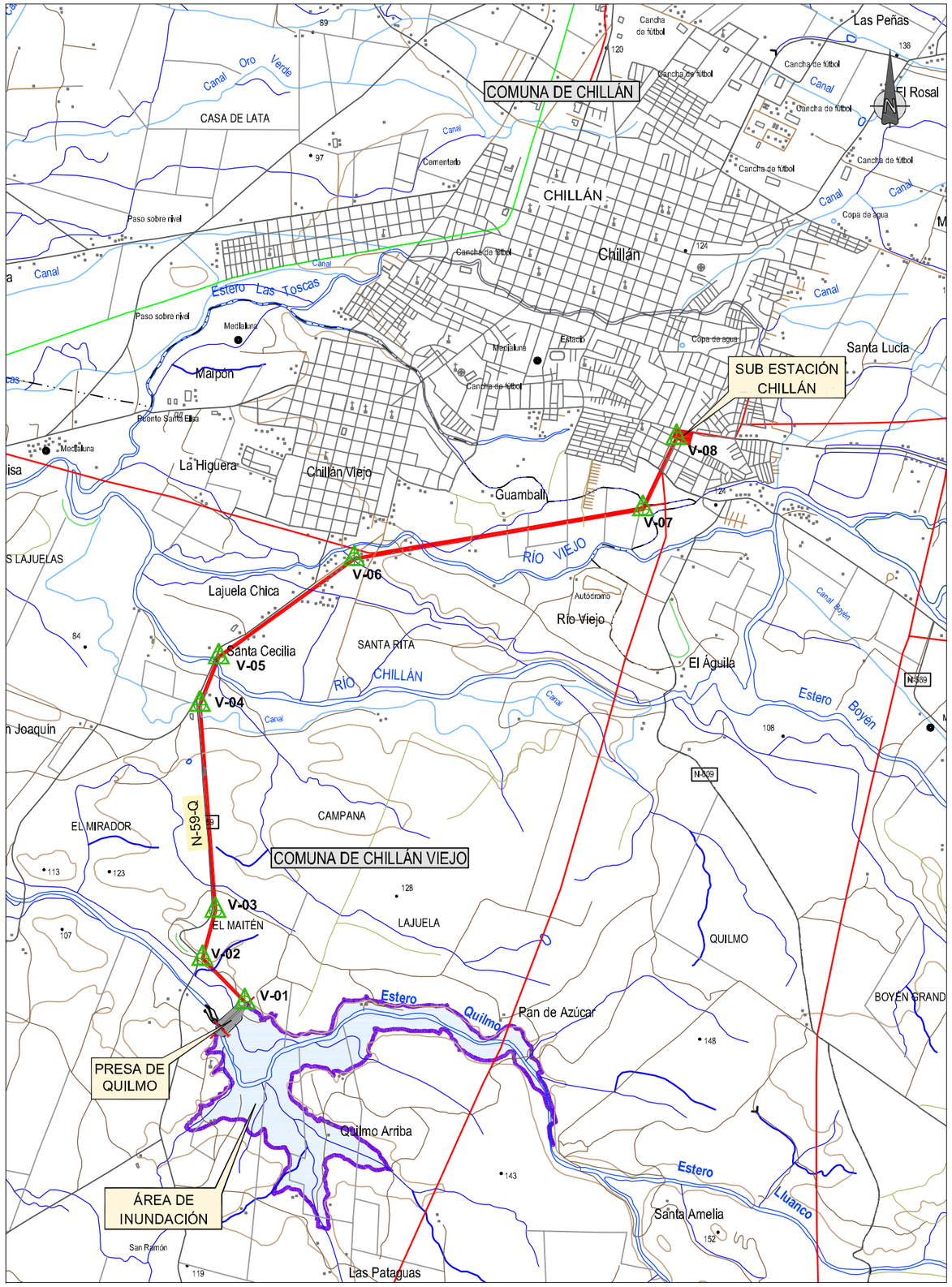
Precio monómico (US$/MWh)

2012	80,000
2013	80,000
2014	80,000
2015	80,000
2016	80,000
2016 ->	80,000

Año	Inversión	Depreciación	PRODUCCIÓN	Peajes p/SIC peajes p/ST	Ingresos p/ Energ. & Pot	Ingresos p/ Bono Carbón	Reconocimiento Potencia	Util. antes impuesto	Impuesto	Util. después impuesto	Flujo Neto
	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$	US$
2015	706.750										-706.750
2016	471.167										-471.167
2017		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2018		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2019		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2020		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2021		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2022		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2023		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2024		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2025		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2026		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2027		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2028		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2029		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2030		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2031		62.822	14.241	0	57.435	4.308	0	-15.320	-2.604	50.106	50.106
2032		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2033		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2034		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2035		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2036		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2037		23.558	14.241	0	57.435	4.308	0	23.943	4.070	43.431	43.431
2038		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2039		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2040		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2041		23.558	14.241	0	57.435		0	19.636	3.338	39.856	39.856
2042			14.241	0	57.435		0	43.194	7.343	35.851	35.851
2043			14.241	0	57.435		0	43.194	7.343	35.851	35.851
2044			14.241	0	57.435		0	43.194	7.343	35.851	35.851

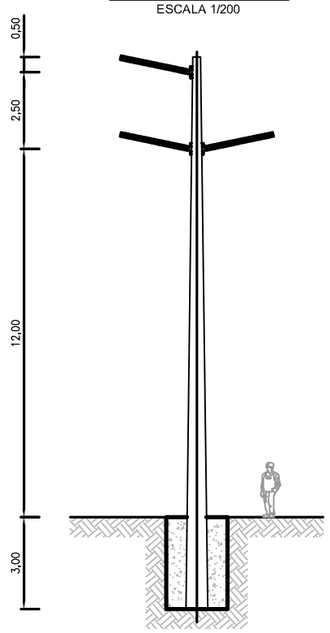
ESCENARIO	TASA	TIR (%)	VAN (US$)	VAN/INV
ESCENARIO 01	6%	0,52%	-489.208	-0,444
	12%	0,52%	-653.780	-0,593
ESCENARIO 02	6%	0,33%	-468.920	-0,456
	12%	0,33%	-616.666	-0,599
ESCENARIO 03	6%	0,58%	-548.110	-0,440
	12%	0,58%	-736.377	-0,591
ESCENARIO 04	6%	0,52%	-584.071	-0,444
	12%	0,52%	-780.042	-0,593
ESCENARIO 05	6%	0,37%	-658.490	-0,453
	12%	0,37%	-868.711	-0,598
ESCENARIO 01 -H01	6%	1,10%	-589.246	-0,406
	12%	1,10%	-831.590	-0,572
ESCENARIO 02 -H01	6%	1,37%	-562.325	-0,387
	12%	1,37%	-817.158	-0,562
ESCENARIO 01B	6%	0,55%	-487.053	-0,442
	12%	0,55%	-652.595	-0,592
ESCENARIO 01C	6%	0,67%	-511.364	-0,434
	12%	0,67%	-692.272	-0,588
ESCENARIO 01D	6%	0,64%	-513.442	-0,436
	12%	0,64%	-693.359	-0,589
ESCENARIO 01 -H01B	6%	0,80%	-618.199	-0,426
	12%	0,80%	-847.112	-0,583
ESCENARIO 01 -H01C	6%	0,25%	-660.994	-0,461
	12%	0,25%	-863.406	-0,602
ESCENARIO 01 -AB01	6%	0,59%	-517.631	-0,439
	12%	0,59%	-695.605	-0,591

ANEXO G.5.3. PLANO LÍNEA ELÉCTRICA CONEXIÓN AL SIC.

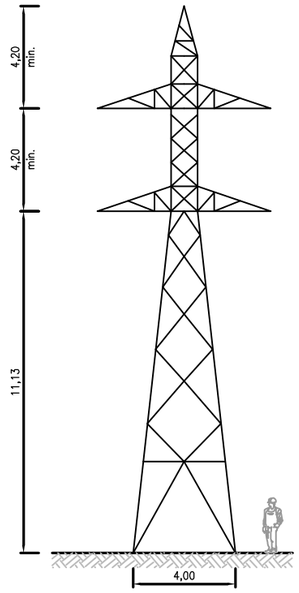


PLANTA LÍNEA DE TRANSMISIÓN ALTA TENSIÓN
ESCALA 1/50.000

POSTE DE HORMIGÓN DE SUSPENSIÓN DE SIMPLE CIRCUITO
ESCALA 1/200



ESTRUCTURA METÁLICA DE ANCLAJE Y REMATE DE SIMPLE CIRCUITO
ESCALA 1/200



CARACTERÍSTICAS DE LA LÍNEA

LONGITUD DE LA LÍNEA	9.140m.
CARACTERÍSTICAS LÍNEA	LÍNEA DE TRANSMISIÓN EN BASE A POSTE DE HORMIGÓN
POSTES HORMIGÓN 18m. ALTURA (SEPARACIÓN 200m.)	46 POSTES
ESTRUCTURA METÁLICA 23,8m. ALTURA	8 POSTES
ESTRUCTURA METÁLICA 28m. ALTURA	2 POSTES

SIMBOLOGÍA

- LÍNEA DE TRANSMISIÓN
- ÁREA DE INUNDACIÓN
- CURVA DE NIVEL
- COMUNAS
- VIALIDAD
- V-01 VÉRTICE

NOTAS

1. DIMENSIONES EXPRESADAS EN METROS.
2. ELEVACIONES EN METROS SOBRE NIVEL DEL MAR (m.s.n.m.).

PETICIONARIO: COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

CONSULTORA: wats técnicas de ingeniería s.p.a. Intercontrol — Monte Grande

INGENIEROS AUTORES DEL ESTUDIO: JOAQUIN SÁNCHEZ MANCHA; PASCUAL ABAD MORENO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

FECHA: MARZO 2.015

ESCALA: VARIAS — ORIGINAL DIN A3

TÍTULO DE PLANO: **PLANTA LÍNEA DE TRANSMISIÓN ALTA TENSIÓN.** PLANTA Y SECCIONES ESTRUCTURALES.

NÚMERO DE PLANO: 1

LÁMINA: 1 de 1

ANEXO G.6. OBRAS EMBALSE DE CONTROL



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.6. OBRAS EMBALSE DE CONTROL

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl



ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.6. OBRAS EMBALSE DE CONTROL

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 5
2. GENERALIDADES. 5
3. OBJETIVOS. 5
4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LUGARES HABITADOS. 5
5. OBTENCIÓN DE HIDROGRAMAS PARA CADA PERIODO DE RETORNO 7
   5.1. METODOLOGÍA SEGUIDA 7
   5.2. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS BÁSICOS 8
   5.3. DETERMINACIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO 9
   5.4. DETERMINACIÓN DEL MONTO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA. MÉTODO DE LA CURVA NÚMERO 11
   5.5. HIDROGRAMAS RESULTANTES 12
6. EFECTO LAMINADOR DEL EMBALSE 14
   6.1. METODOLOGÍA SEGUIDA 14
   6.2. RESULTADOS DEL CÁLCULO DE LA LAMINACIÓN 14
7. ESTUDIO DE INUNDACIÓN 15
   7.1. GENERALIDADES 15
   7.2. METODOLOGÍA 15
      7.2.1. Herramienta de cálculo utilizada 15
      7.2.2. Geometría de los cauces 15
      7.2.3. Rugosidades 16
      7.2.4. Caudales de simulación hidráulica 16
      7.2.5. Condiciones de contorno 16
      7.2.6. Coeficientes de contracción y expansión 17
      7.2.7. Presentación de resultados 17
   7.3. RESULTADOS 18
   7.4. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD FÍSICA 21
      7.4.1. Carreteras 21
      7.4.2. Viviendas 25
8. CONCLUSIONES 27

LISTADO DE TABLAS

Tabla 5-1. Coeficientes de distribución para el Hidrograma Unitario Sintético 10
Tabla 5-2. Precipitación efectiva para los periodos de retorno de cálculo. 12
Tabla 5-3. Caudales pico 13
Tabla 6-4. Resumen laminación del embalse 14
Tabla 7-5. Caudales de cálculo estudio de inundación 16

LISTADO DE FIGURAS

Figura 4-1. Ubicación de viviendas 6
Figura 4-2. Ubicación presas 7
Figura 5-3. Hidrogramas 13
Figura 7-4. Planta de inundación T=500 años, sin presa. 19
Figura 7-5. Planta de inundación T=500 años, con presa. 20
Figura 7-6. Sección transversa RS-2300. T=500 años, con presa y sin presa. 21
Figura 7-7. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-59-Q. 22
Figura 7-8. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa. 22
Figura 7-9. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-601. 23
Figura 7-10. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa. 24
Figura 7-11. Planta lámina inundación T=500 años sin presa en entorno de viviendas. 25

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 4-1. Vivienda existente a lo largo del cauce analizado. 6

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO G.6.1. HIDROGRAMA Y LAMINACIÓN
ANEXO G.6.2. EMBALSE DE CONTROL. CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

Especialidad	Nombre del profesional	Especialidad
REVISIÓN TÉCNICA	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Pascual Abad Moreno	Ingeniero Civil
	Enrique Cifres Jiménez	Ingeniero Civil
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
EVALUACIÓN Y PLANIFICACIÓN PROYECTOS	Manuel Cánovas Carreño	Ingeniero Civil
MECÁNICA DE SUELO	Francisco Izquierdo Silvestre	Ingeniero Civil
	Isabel Rodriguez Gayo	Ingeniero Civil
ESTRUCTURAS	Juan Francisco Moyá Soriano	Ingeniero Civil
	Jose Vicente Candel Hernandis	Ingeniero Civil
HIDROLOGÍA	Vicente Bertolín Peiró	Ingeniero Civil
	Félix Bandrés Domínguez	Ingeniero Civil
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
RECOPILACIÓN ANTECEDENTES	Eduardo González Meliá	Ingeniero Civil
	Amparo Moreno Durá	Ingeniero Civil
AGRONOMÍA	Juan López Collado	Ingeniero Agrónomo
	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
GEOMENSURA	Javier Barragán Martos	Ingeniero Geomensor
GEOLOGÍA	Jesús Martínez Ortega	Geólogo
MEDIO AMBIENTE	Ignacio Orts Soler	Licenciado Ciencias Ambientales
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
DIBUJANTES	María Ramírez Toro	Dibujantes
	Jesús Caballer Sánchez	Dibujantes
	Sonia Padilla Genovés	Dibujantes

1. INTRODUCCIÓN

En este anexo se analiza la pertinencia de la utilización del embalse Quilmo como embalse de control que se ha realizado dentro del ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE".

2. GENERALIDADES.

La Ley 20304 "Sobre Operación de Embalses Frente a Alertas y Emergencias de Crecidas y Otras Medidas", gestiona la operación de los embalses de control. En ella, se define como embalse de control, declarado como tal por la Dirección General de Aguas, a aquel que contribuye a la regulación de las crecidas.

Para calificar una obra de embalse como de control, la DGA considera, entre otras características, el volumen de regulación del respectivo embalse y la localización de éste respecto de la cuenca hidrográfica. Adicionalmente se verifica que la obra en estudio permita regular las crecidas de los caudales de agua, con el objetivo de evitar o mitigar las situaciones de peligro para la vida, la salud o los bienes de la población.

En el presente capítulo se entregan algunos de los antecedentes que permitirán a la autoridad pertinente, en este caso la DGA, definir si el embalse en estudio corresponde a un embalse de control. Los aspectos aquí abordados corresponden a la capacidad de regulación del embalse, la cercanía de lugares habitados y la vulnerabilidad de dichos lugares frente a un evento de crecidas.

3. OBJETIVOS.

Los objetivos principales de este análisis sobre la pertinencia de utilización del embalse como embalse de control de crecidas son los siguientes:

- Determinar la capacidad de regulación del embalse ante un evento de crecidas.
- Definir la localización del embalse en la cuenca y caracterizar los lugares habitados ubicados aguas abajo de dicho embalse.
- Determinar la vulnerabilidad de los sectores localizados aguas abajo del embalse ante un evento de crecidas.
- Realizar los cálculos hidráulicos que permitan el análisis comparativo de las situaciones aguas abajo de la presa con y sin embalse, esto es, con y sin laminación mediante la determinación de la extensión de la zona inundable en ambos casos, con anchos de lámina de agua, calados y velocidades como principales resultados, entre otros.

4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LUGARES HABITADOS.

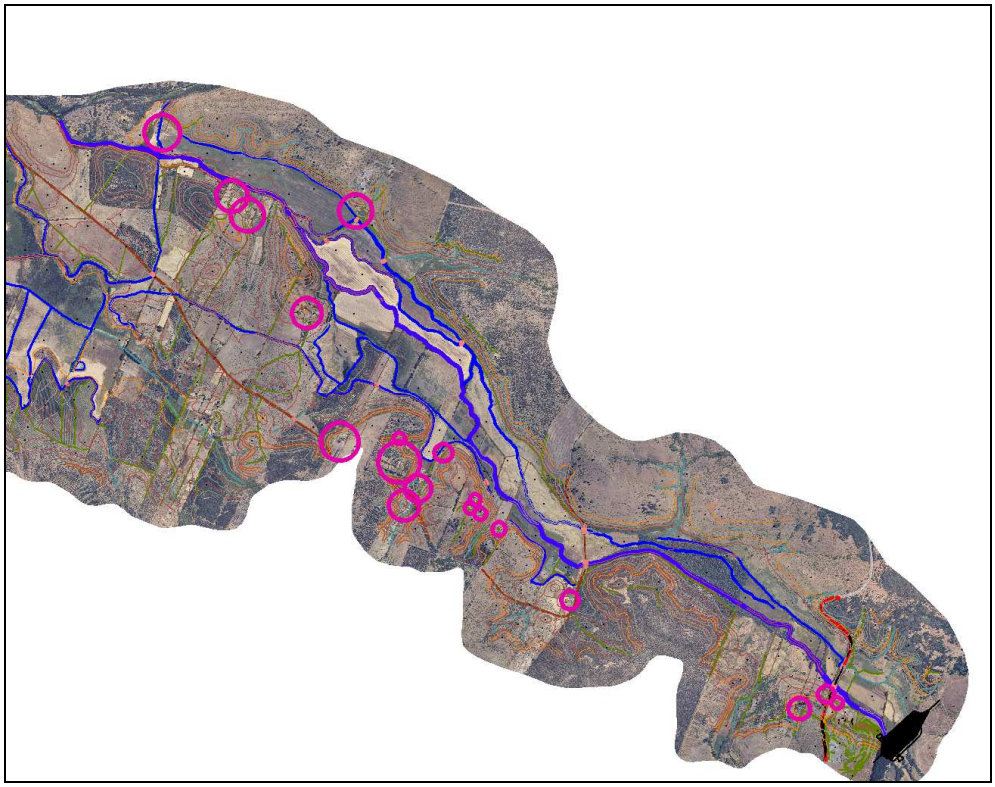
Desde el punto de emplazamiento de la presa sobre el Estero Quilmo, hasta la desembocadura de éste último con el río Chillán, a unos 7 kilómetros de distancia, no existe ningún núcleo de población. Apenas existen algunas viviendas diseminadas, que se distribuyen mayoritariamente en la margen izquierda del estero. Estas viviendas están construidas con madera principalmente.

Fotografía 4-1. Vivienda existente a lo largo del cauce analizado.



En la fotografía siguiente se muestra la ubicación de las viviendas a lo largo del cauce analizado.

Figura 4-1. Ubicación de viviendas

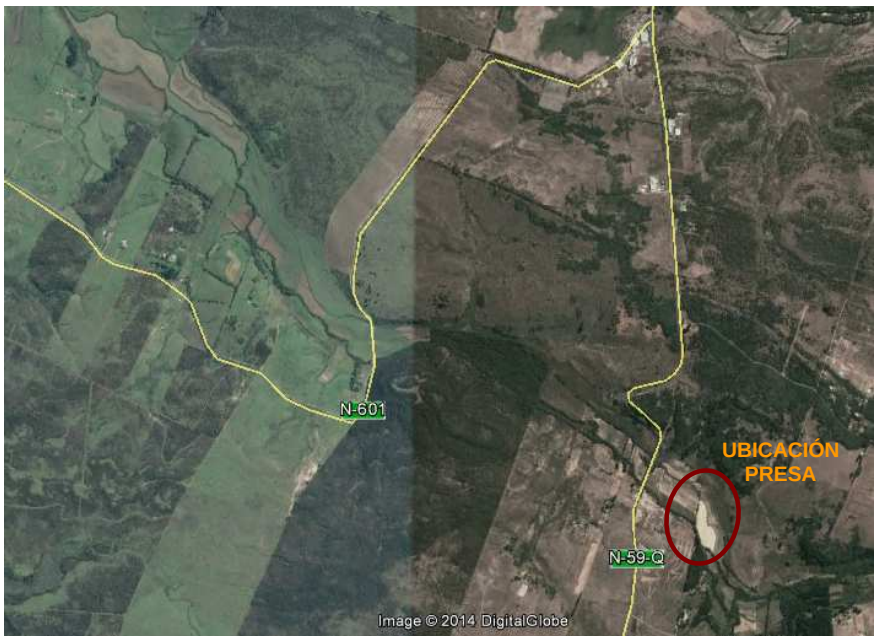


Las infraestructuras lineales que cruzan el estero antes de su confluencia en el río Chillán, son:

- Carretera N-59-Q.
- Carretera N-601.

En la imagen siguiente se muestra la ubicación de las carreteras en relación con la presa y el cauce.

Figura 4-2. Ubicación presas



Aguas abajo de la junta del estero Quilmo y del río Chillán se tiene el cruce con la Autopista Panamericana Sur y con la línea de ferrocarril.

5. OBTENCIÓN DE HIDROGRAMAS PARA CADA PERIODO DE RETORNO

5.1. METODOLOGÍA SEGUIDA

Para la obtención de los hidrogramas asociados a distintos periodos de retorno en la ubicación de la presa se han seguido el *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica* de la Dirección General del Agua. En el apartado 3.2 Estimación de hidrogramas de crecidas del manual se incluyen las especificaciones técnicas de cálculo para obtener los hidrogramas de crecidas.

Concretamente se han realizado los cálculos mediante el Hidrograma Unitario Sintético tipo Linsley.

Benítez y Arteaga en 1985, basándose en el método de Linsley, propusieron las relaciones básicas que permiten estimar los parámetros que determinan un hidrograma unitario sintético, para cuencas ubicadas entre las hoyas del Aconcagua y el Chamiza.

En el estudio desarrollado para elaborar el citado Manual de la Dirección General de Aguas, se amplió la base de datos de dichos autores a un total de 61 estaciones ubicadas entre las Regiones IIIª y Xª, determinándose nuevas relaciones para el cálculo de hidrogramas unitarios sintéticos.

La metodología planteada sobre la base del estudio indicado, es válida para cuencas pluviales o pluvio-nivales sin control fluviométrico, ubicadas entre la IIIª y Xª Región del país y con áreas comprendidas entre 10 y 4.500 km^2.

5.2. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS BÁSICOS

El método del hidrograma unitario sintético tipo Linsley, definido para una precipitación efectiva de duración igual a 0,18 veces el tiempo al peak, (tu = tp/5.5) y magnitud igual a 1 mm, se basa en la determinación de los parámetros tiempo al peak (tp), caudal peak (qp) y tiempo base (tB) del hidrograma unitario de la cuenca.

Para la zona en estudio las relaciones que permiten calcular los parámetros son las siguientes, correspondientes a la Zona III (Regiones VIIIª a XIª):

$$t_p = 1.351 \cdot \left(\frac{L \cdot L_g}{\sqrt{S}} \right)^{0,237}$$

$$t_B = 5,428 \cdot t_p^{0,717}$$

$$q_p = 172.775 \cdot t_p^{-0,835}$$

Dónde:

- t_p: tiempo de retardo, desfase o tiempo transcurrido entre el centro de gravedad del hietograma y el momento en que se produce el caudal máximo en el H.U.S. (horas)
- q_p: caudal máximo del hidrograma unitario para una lluvia de 1 mm (l/s/mm/km^2)
- t_B: tiempo base del hidrograma unitario (horas)
- L: longitud del cauce principal (km)
- L_g: longitud entre el centro de gravedad de la cuenca y el punto de salida (km). Se considera igual a L/2.
- S: pendiente media de la cuenca en tanto por uno.

Cuando el valor de t_u obtenido no sea un valor conveniente puede ser modificado tomando en cuenta las recomendaciones siguientes:

1. La corrección del valor t_u, o sea t_R, no deberá ser superior al 50% de t_u.
2. Si el valor corregido queda fuera del siguiente intervalo, el hidrograma unitario no se modifica:

$$t_u - 10\% < t_R < t_u + 10\%$$

3. Si el valor corregido queda fuera del intervalo anterior, se modifica t_p en la forma:

$$t_{pR} = t_p + 0{,}25 * (t_R - t_u)$$

A continuación se indican los parámetros de la cuenca correspondiente al embalse Quilmo:

PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS
CUENCA EMBALSE QUILMO

SUPERFICIE	121.74	km^2		**LATITUD CUENCA**	36.75 º
LONG. CAUCE PPAL.	40129	m	40.129	km	
COTA AGUAS ARRIBA	431	m			
COTA AGUAS ABAJO	107	m			
PENDIENTE MEDIA	0.00807	0.81%			
Long. al centro de gravedad	20064.5		20.065	km	

Tiempo de concentración

Long. Cauce	40.129	km
H (máx. desnivel)	324	m

t_c =	7.30	h

PARÁMETROS BÁSICOS

Tiempo al pico
tp = 11.68 h

Tiempo unitario
tu = 2.12 h

Tiempo base
tb = 31.62 h

Caudal pico
qp = 22.19 l/s/mm/km^2

5.3. DETERMINACIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO

Para definir la forma del hidrograma unitario se ha utilizado el hidrograma unitario adimensional que se presenta en la tabla siguiente.

Tabla 5-1. Coeficientes de distribución para el Hidrograma Unitario Sintético

t/tp	q/qp
0.00	0.00
0.30	0.20
0.50	0.40
0.60	0.60
0.75	0.80
1.00	1.00
1.30	0.80
1.50	0.60
1.80	0.40
2.30	0.20
2.70	0.10

Los parámetros resultantes para definir el hidrograma unitario en la cuenca estudiada son los siguientes:

Duración precipitación = tc	7.30	h	
Tiempo unitario tu =	2.12	h	
Nº de hidrogramas unitarios	3.44		**4**
4 Hidrogr unitarios de tiempo unitario t_R	1.82	h	desfasados 1.82 horas

tu -10%	1.91
tu + 10%	2.34

tR < 1.91 Hay que corregir tp

PARÁMETROS BÁSICOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Tiempo al pico

tp = 11.68 h

Tiempo al pico corregido

tpR = **11.60** h

Tiempo base

tb = **31.62** h

Caudal pico

qp = **22.19** l/s/mm/km2

Tiempo unitario

tR = **1.82** h

5.4. DETERMINACIÓN DEL MONTO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA. MÉTODO DE LA CURVA NÚMERO

Una de las variables básicas que interviene en el método es la precipitación efectiva.

Para estimar el monto de esta precipitación el Manual de referencia propone el método de la curva número de la manera que se explica a continuación, sin perjuicio que se apliquen otros métodos que se puedan considerar complementarios o alternativos. Este método consiste en determinar en primer lugar, el valor de la curva número correspondiente a la cuenca, de acuerdo a las siguientes expresiones que dependen de la latitud del centro de gravedad de la cuenca.

Tendencia Media Superior :

$$CN = 11{,}9 + 73{,}7 \cdot \log_{10}\left(Latitud - 25^{o}\right)$$

Envolvente Superior :

$$CN = 29{,}9 + 73{,}7 \cdot \log_{10}\left(Latitud - 25^{o}\right)$$

El monto de la precipitación efectiva se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$P_{efectiva} = \frac{\left(P_{tc}^{T} - 0.2S\right)^{2}}{\left(P_{tc}^{T} + 0.8S\right)}$$

Donde:

$P_{efectiva}$: Precipitación efectiva para un tiempo de concentración “tc” y un período de retorno “T” (mm).

P_{tc}^{T}: Precipitación media que cae sobre la cuenca para un tiempo de concentración “tc” y un período de retorno “T” (mm).

S: Retención potencial máxima obtenida a partir de la curva número mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Los resultados correspondientes a la cuenca de estudio son:

Tendencia media superior	CN =	**90.76**
Envolvente superior	CN =	**98**

CN =	98.00
S =	**5.18**
0.2S =	1.04

Las precipitaciones efectivas para los periodos de retorno calculados son las que se indican en la tabla siguiente:

Tabla 5-2. Precipitación efectiva para los periodos de retorno de cálculo.

PRECIPITACIÓN CUENCA QUILMO

Coeficiente Duración CD para t = 7.30 h CD = 0.494

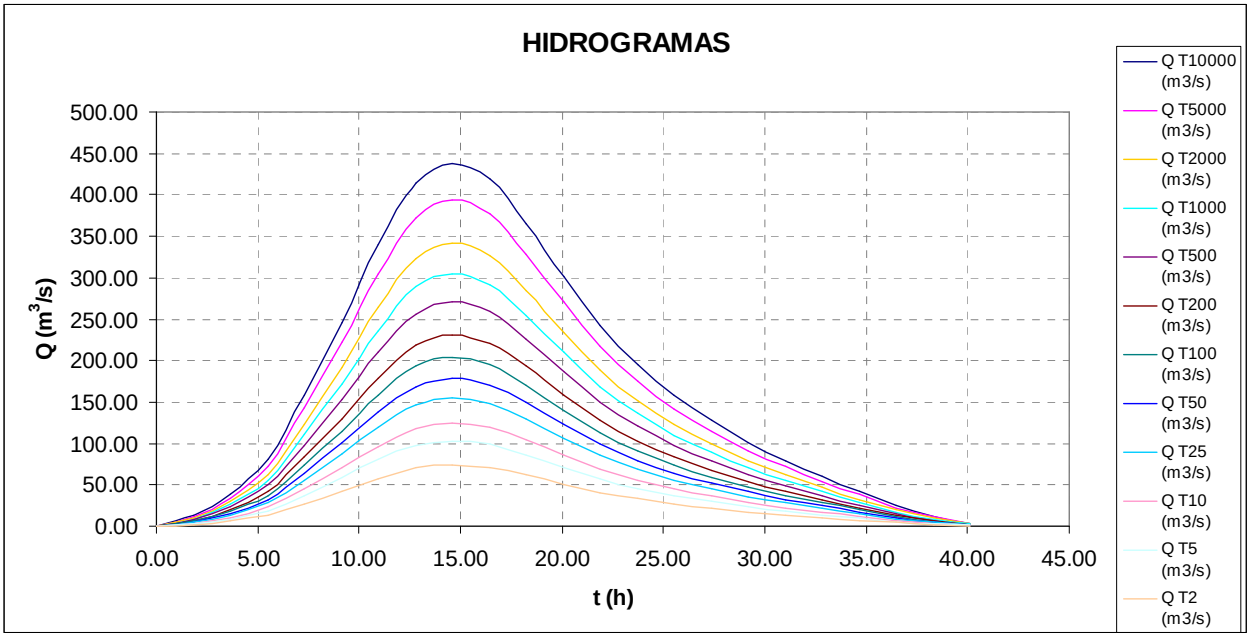
Precipitación efectiva con el valor de CN envolvente superior

T (AÑOS)	P 24 h (mm)	P 7.30 h (mm)	Intensidad i (tc) (mm/h)	P efectiva (mm)	Intensidad efectiva i ef (mm/h)	Nº de hidrogramas unitarios	Precipitac. Efec. por hidrograma
2	81.38	40.17	5.50	**34.55**	4.74	4	**8.64**
5	109.43	54.01	7.40	**48.26**	6.61	4	**12.06**
10	129.90	64.12	8.79	**58.29**	7.99	4	**14.57**
25	158.10	78.03	10.69	**72.14**	9.89	4	**18.04**
50	180.81	89.25	12.23	**83.31**	11.42	4	**20.83**
100	205.07	101.22	13.87	**95.26**	13.05	4	**23.81**
200	231.10	114.07	15.63	**108.08**	14.81	4	**27.02**
500	268.54	132.55	18.16	**126.52**	17.34	4	**31.63**
1000	301.09	148.62	20.37	**142.57**	19.54	4	**35.64**
2000	335.12	165.41	22.67	**159.35**	21.84	4	**39.84**
5000	385.04	190.05	26.04	**183.97**	25.21	4	**45.99**
10000	426.70	210.62	28.86	**204.52**	28.03	4	**51.13**

5.5. HIDROGRAMAS RESULTANTES

En la figura siguiente se presenta la gráfica con los hidrogramas resultantes del cálculo para los periodos de retorno estudiados.

Figura 5-3. Hidrogramas



Los caudales pico resultantes son los que se incluyen en la tabla:

Tabla 5-3. Caudales pico

T (años)	Qp (m^3/s)
2	73.95
5	103.27
10	124.75
25	154.39
50	178.30
100	203.86
200	231.29
500	270.77
1000	305.11
2000	341.02
5000	393.71
10000	437.69

En el **Anexo G.6.1** se incluye la planilla de Excel con el cálculo de los hidrogramas.

6. EFECTO LAMINADOR DEL EMBALSE

6.1. METODOLOGÍA SEGUIDA

Se ha calculado la laminación del embalse para periodos de retorno entre 25 y 10.000 años a partir de los hidrogramas obtenidos en el apartado anterior.

La presa considerada es la de cota de coronación 104 m.

La fórmula utilizada es:

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2 \cdot S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \frac{2 \cdot S_2}{\Delta t} + Q_2$$

Donde, para cada incremento de tiempo:

I : Entradas

S : Volumen almacenado

Q : Caudales salida

6.2. RESULTADOS DEL CÁLCULO DE LA LAMINACIÓN

En la tabla siguiente se presenta el resumen de los resultados para los periodos de retorno en que se ha calculado la laminación del embalse.

Tabla 6-4. Resumen laminación del embalse

T años	Qentrada m^3/s	Qsalida m^3/s	% de laminación
25	154.4	133.6	13%
50	178.3	156.3	12%
100	203.9	180.8	11%
200	231.3	206.8	11%
500	270.8	244.3	10%
1000	305.1	277.3	9%
2000	341.0	310.0	9%
5000	393.7	353.1	10%
10000	437.7	388.77	11%

Como se puede ver, el efecto laminador de la presa no es muy notable, ni siquiera para periodos de retorno bajos.

En el **Anexo G.6.1** se incluyen los resultados de la planilla de Excel con el cálculo de la laminación donde se presentan los valores de cálculo en cada intervalo de tiempo y los gráficos de los hidrogramas, tanto de entrada como de salida.

7. ESTUDIO DE INUNDACIÓN

7.1. GENERALIDADES

Con el fin de estimar las zonas que se verían inundadas por inundaciones provocadas por las crecidas del estero Quilmo para varios caudales asociados a distintos periodos de retorno, tanto sin la presa como con la presa y poder hacer una comparativa de ambas situaciones se ha realizado el cálculo hidráulico específico en un tramo de cauce desde la presa hacia aguas abajo de 7,25 km aproximadamente.

Los caudales de cálculo son los correspondientes a periodos de retorno 100, 200 y 500 años, en situación sin presa y con presa, de acuerdo a los resultados obtenidos en el apartado anterior, que se resumen en el punto 9.5.2.

7.2. METODOLOGÍA

7.2.1. HERRAMIENTA DE CÁLCULO UTILIZADA

El estudio del funcionamiento hidráulico se ha realizado mediante la herramienta HEC-RAS versión 4.1 (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), software desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. Este programa permite la simulación hidráulica en régimen permanente o transitorio unidimensional de una red de cauces naturales, encauzados o canalizados con el fin de obtener el perfil de la superficie para flujo subcrítico, supercrítico o mixto, mediante la resolución de la ecuación de la energía por el *Standard Step Method* (método paso a paso), además de admitir la inserción en el sistema fluvial de estructuras hidráulicas como puentes, vertederos, compuertas, etc.

Los resultados de las simulaciones se pueden presentar en forma de gráficos y en forma de tablas, bien definidas por el propio programa o por el usuario, mostrando los resultados que interese en cada caso de estudio.

En el **Anexo G.6.2** se incluyen los archivos de cálculo del programa Hec Ras.

7.2.2. GEOMETRÍA DE LOS CAUCES

La geometría utilizada en los cálculos hidráulicos procede del levantamiento topográfico realizado expresamente para este estudio de prefactibilidad.

Se ha realizado el corte del eje del cauce con el terreno mediante un programa auxiliar de trazado y manejo topográfico (Istram) y se ha exportado a formato Hec Ras. Se han tomado secciones

transversales cada 100 m en una longitud de cauce desde la presa hacia aguas abajo de unos 7,25 km (sobre el eje de cauce suavizado).

7.2.3. RUGOSIDADES

La rugosidad del cauce se ha reflejado mediante el coeficiente de rugosidad de Manning.

De acuerdo a la vegetación existente y características del suelo, se ha considerado un coeficiente de fricción de Manning n = 0.045.

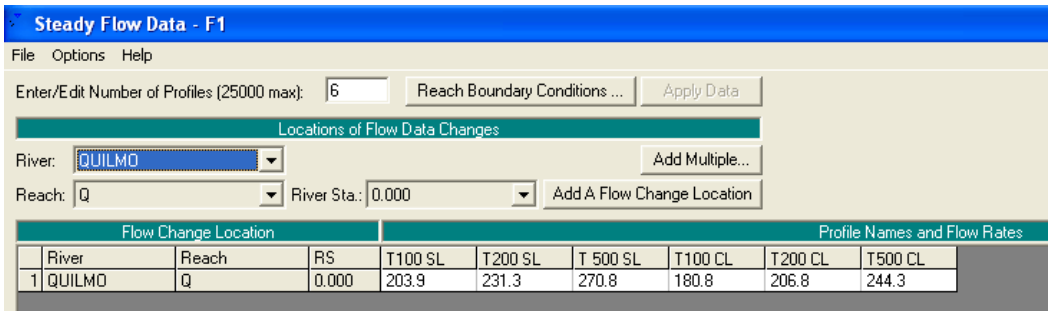
7.2.4. CAUDALES DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA

Se han realizado los cálculos para 6 caudales, correspondientes a los periodos de retorno 100, 200 y 500 años, sin y con laminación. Los caudales son los que se indican en la tabla siguiente.

Tabla 7-5. Caudales de cálculo estudio de inundación

T años	Q sin laminación m^3/s	Q laminado m^3/s
100	203.9	180.8
200	231.3	206.8
500	270.8	244.3

En la figura siguiente se muestra la ventana de datos del caudal del programa Hec Ras con los caudales y la denominación asignada a cada uno de ellos para facilitar la visión de los resultados postriroes.



7.2.5. CONDICIONES DE CONTORNO

Se considera calado normal con pendiente 0,001 m/m.

7.2.6. COEFICIENTES DE CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN

Los coeficientes de contracción y expansión considerados son:

Cc = 0.1 Ce = 0.3

7.2.7. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En el **Anexo G.6.2** se presentan los resultados de los cálculos realizados mediante tablas y figuras extraídas del programa Hec Ras, que se describen a continuación.

Por medio de tablas se presenta la evolución sección a sección y las variables geométricas e hidráulicas de mayor interés. A continuación se describe la nomenclatura de las variables extraídas directamente del Hec Ras, tal y como en el programa se designan:

- **River Sta**: Identificación de la sección transversal considerada.
- **Q Total**: Caudal total circulante (m^3/s).
- **Min Ch El**: Cota mínima de la sección transversal (m).
- **W.S. Elev**: Cota de la lámina de agua (m).
- **Crit W.S**.: Cota del calado crítico (m).
- **E.G. Elev**: Cota de línea de energía en la sección transversal (m).
- **E.G. Slope**: Gradiente de la línea de energía en la sección transversal.
- **Vel Chnl**: Velocidad del caudal circulante por el cauce principal (m/s).
- **Flow area**: Superficie efectiva del flujo (m^2).
- **Top Width**: Ancho de la superficie libre (m).
- **Froude # Chl:** Número de Froude del flujo circulante por el cauce.
- **Hydr Radius**: Radio hidráulico (m).

Los resultados se presentan de forma que se puedan comparar para los periodos de retorno calculados con y sin presa.

Además, se incluyen en los resultados las plantas de las actuaciones con la designación de las secciones transversales, que se encuentran señaladas en la planta.

En el **Anexo G.6.2** se incluyen los resultados de los cálculos hidráulicos realizados, de la forma siguiente:

- **T = 100 años**, sin laminación (sin presa) y con laminación (con presa)
    - Planta con secciones Hec Ras mostrando la ocupación de la lámina libre de agua en cada sección. Cada lámina en un plano.
    - Secciones transversales con ambos resultados, con y sin laminación.
    - Tablas de resultados conjunta con y sin laminación.

- **T = 200 años**, sin laminación (sin presa) y con laminación (con presa)
    - Planta con secciones Hec Ras mostrando la ocupación de la lámina libre de agua en cada sección. Cada lámina en un plano.
    - Secciones transversales con ambos resultados, con y sin laminación.
    - Tablas de resultados conjunta con y sin laminación.

- **T = 500 años**, sin laminación (sin presa) y con laminación (con presa)
    - Planta con secciones Hec Ras mostrando la ocupación de la lámina libre de agua en cada sección. Cada lámina en un plano.
    - Secciones transversales con ambos resultados, con y sin laminación.
    - Tablas de resultados conjunta con y sin laminación.

7.3. RESULTADOS

Los resultados, se presentan tal y como se ha descrito anteriormente. Se realiza en este punto un análisis de los mismos.

En general, se puede observar que los resultados son muy similares son cambios significativos para los caudales estudiados comparativamente con y sin laminación. Las ocupaciones de lámina de agua no se reducen significativamente por efecto de la laminación, que es baja como se ha visto anteriormente, tampoco se reducen los calados ni varían notablemente las velocidades. En general, para cada caudal simulado hidráulicamente, no hay diferencias destacables en la situación con y sin presa.

En las figuras siguientes se muestra la planta de inundación en el tramo aguas abajo de la presa, en primer lugar en la situación sin presa y en segundo lugar con presa para los caudales asociados a periodo de retorno 500 años, a modo de ejemplo. Se puede ver que son casi coincidentes. Se señalan con un círculo en rojo las ubicaciones de viviendas a lo largo de las márgenes del cauce.

Figura 7-4. Planta de inundación T=500 años, sin presa.

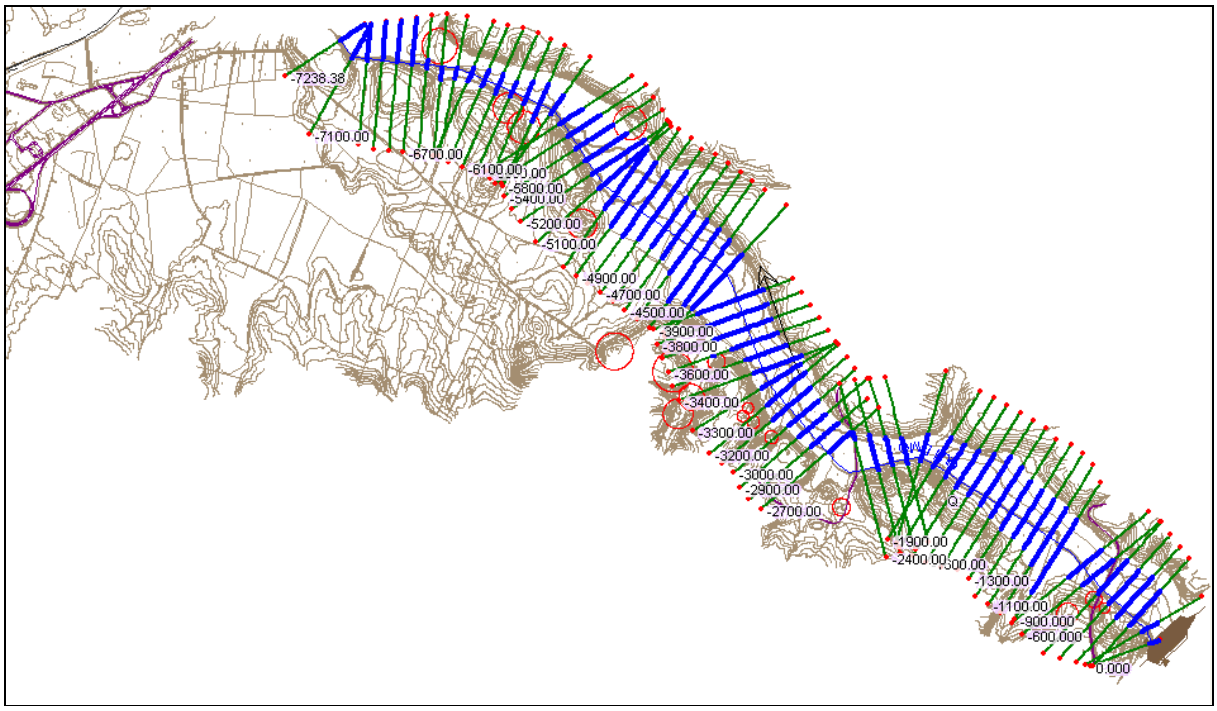
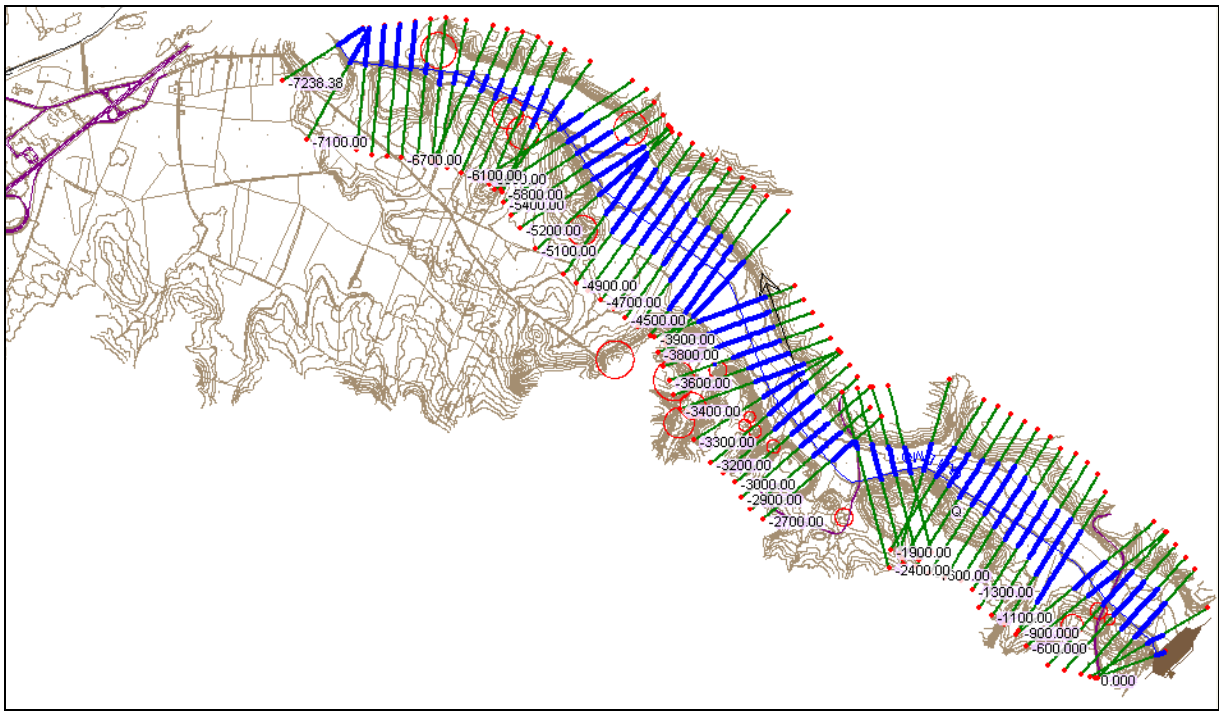
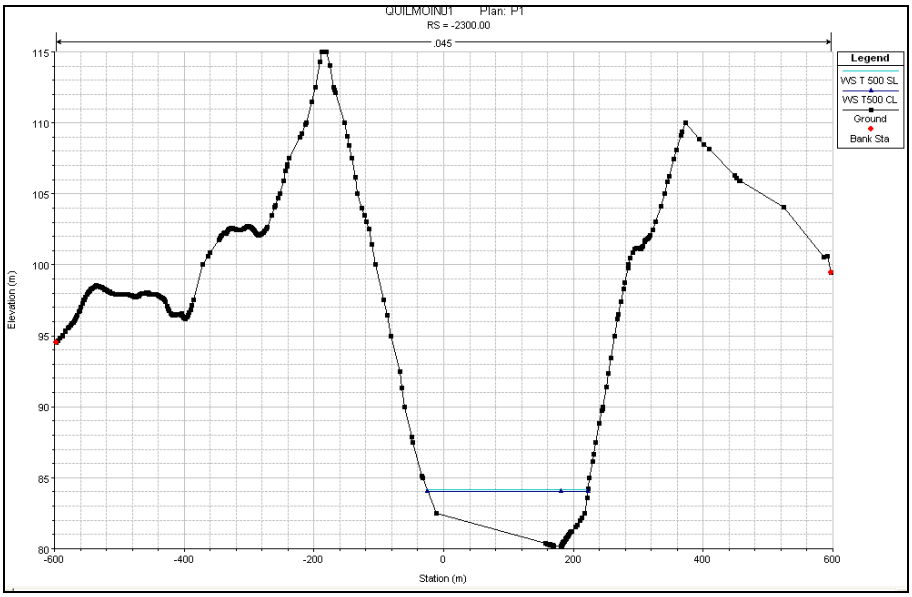


Figura 7-5. Planta de inundación T=500 años, con presa.



En la figura siguiente se muestra una sección transversal representativa, en el mismo caso (T500 SL, sin laminación, es decir sin presa y T500 CL con laminación, esto es, con presa). Se puede ver que los calados son casi coincidentes, así como la ocupación en planta de la inundación.

Figura 7-6. Sección transversa RS-2300. T=500 años, con presa y sin presa.



7.4. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD FÍSICA

Se realiza a nivel de prefactibilidad un análisis previo de vulnerabilidad en base a los cálculos hidráulicos realizados.

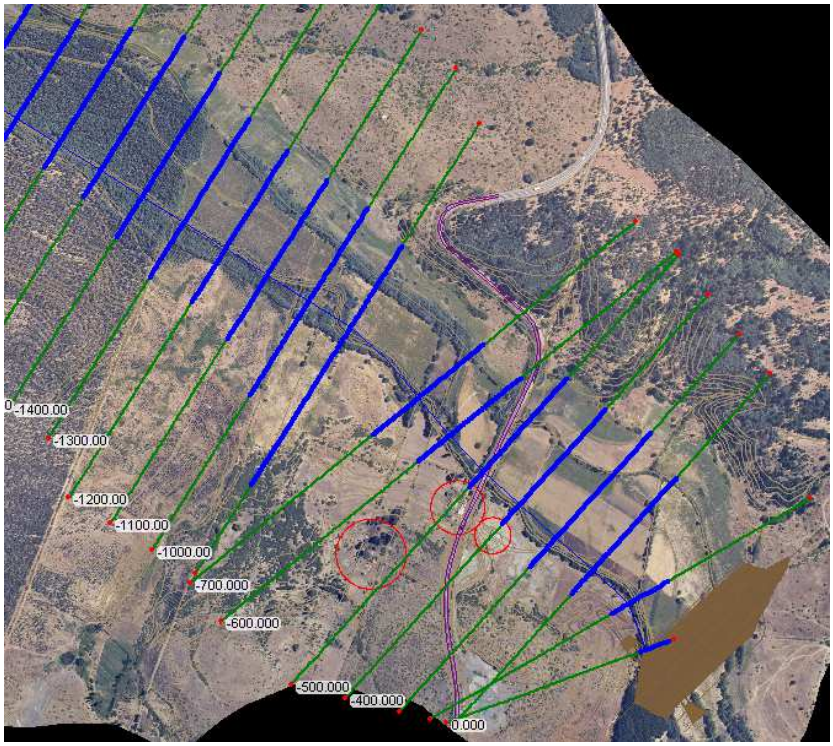
Como se ha indicado anteriormente, aguas abajo de la presa existen dos carreteras susceptibles de ser consideradas en el análisis de vulnerabilidad y unas cuantas ubicaciones de viviendas en pequeños núcleos o aisladas.

7.4.1. CARRETERAS

Carretera N-59-Q.

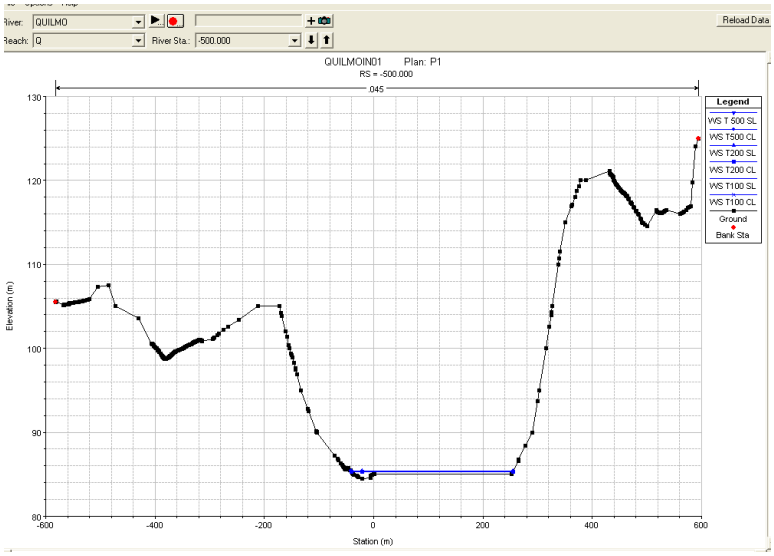
En la figura siguiente se muestra la planta con la lámina de inundación para periodo de retorno 500 años sin presa. La sección RS-500 corta la carretera, como puede verse y ésta se ve inundada en una longitud de unos 300 m aproximadamente. Esta carretera se vería, por tanto afectada por la inundación, si bien en esta sección el calado es de 0,40 m. Puesto que el cálculo se ha realizado considerando la cota del lecho pero no se ha introducido la carretera ni sus posibles obras de drenaje transversal, se requerirá en planteamientos y análisis futuros de detalle a partir de este resultado previo, un estudio que incluya el análisis detallado de esta carretera, considerando si ejerce una barreta al flujo y sobreelevaciones aguas arriba, si dispone de obras de drenaje y estas son suficientes, si procede la ejecución de obras de drenaje transversal adicionales, etc.

Figura 7-7. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-59-Q.



En la figura siguiente se incluye la sección transversal RS-500 que cruza la carretera.

Figura 7-8. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa.

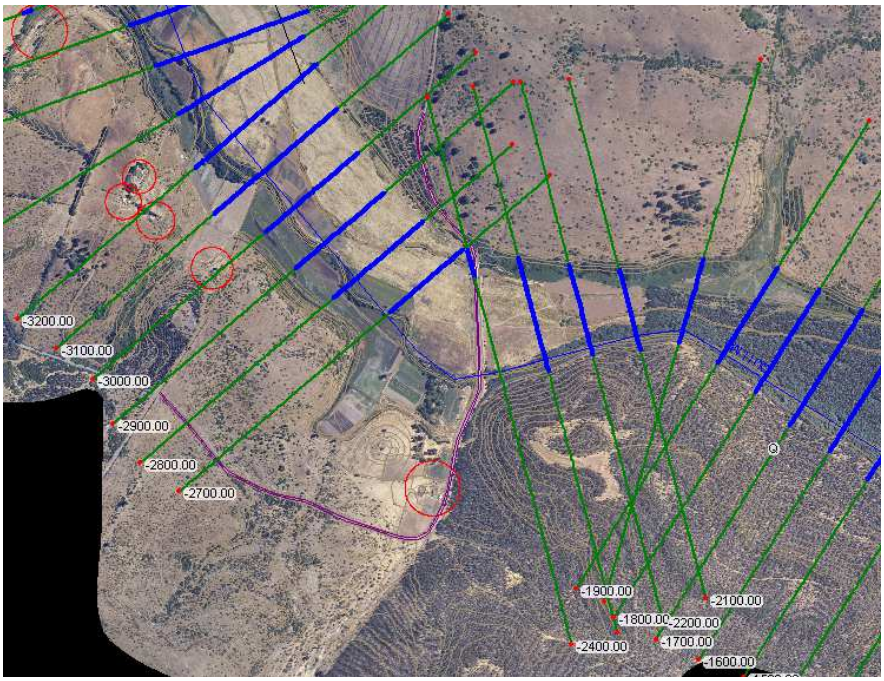


Carretera N-601.

Se hace un análisis similar al caso anterior.

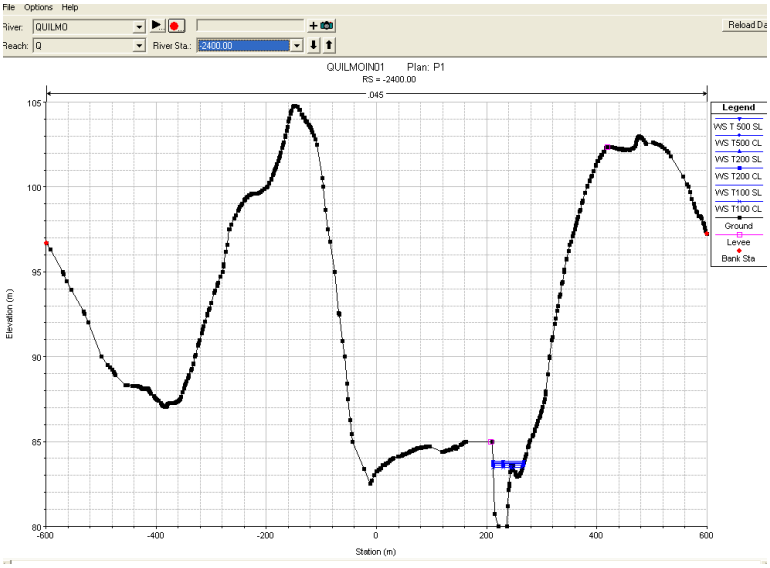
En la figura se muestra l aplanta en el entorno de la sección RS-2400 que cruza la carretera. En este caso se ve que la inundación se concentra hacia la margen derecha afectando a una longitud de carretera de 57 m para T=500 años sin carretera. Se hacen las mismas observaciones que en el caso anterior, puesto que el cálculo se ha realizado considerando la cota del lecho pero no se ha introducido la carretera ni sus posibles obras de drenaje transversal, se requerirá en planteamientos y análisis futuros de detalle a partir de este resultado previo, un estudio que incluya el análisis detallado de esta carretera, considerando si ejerce una barreta al flujo y sobreelevaciones aguas arriba, si dispone de obras de drenaje y estas son suficientes, si procede la ejecución de obras de drenaje transversal adicionales, etc.

Figura 7-9. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-601.



En la figura siguiente se incluye la sección transversal RS-500 que cruza la carretera. En este caso el calado para T=500 años sin carretera es de 3,84 m, considerablemente elevado.

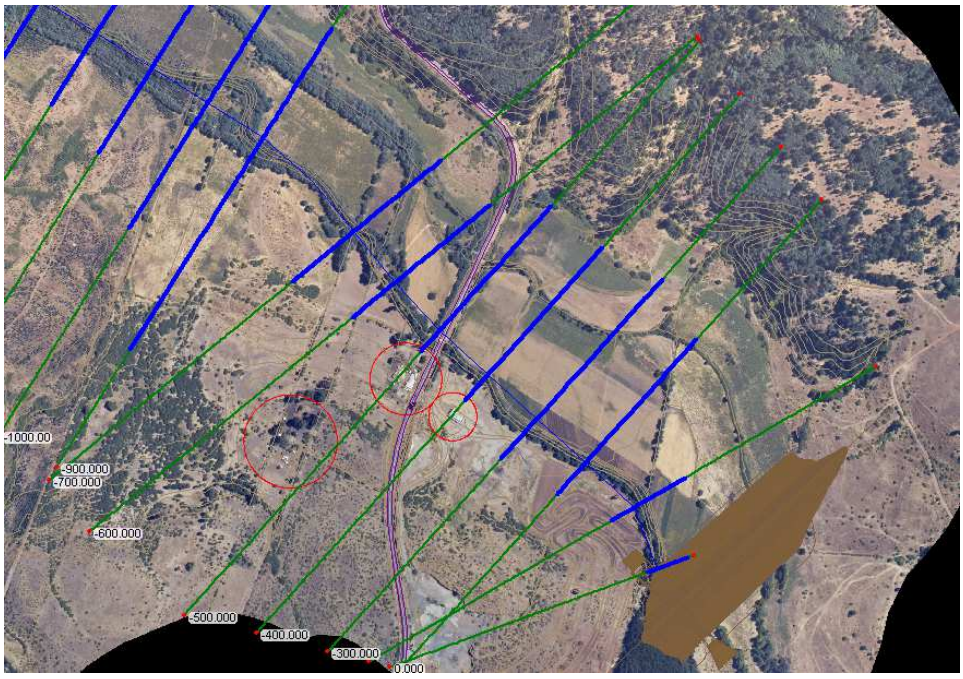
Figura 7-10. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa.

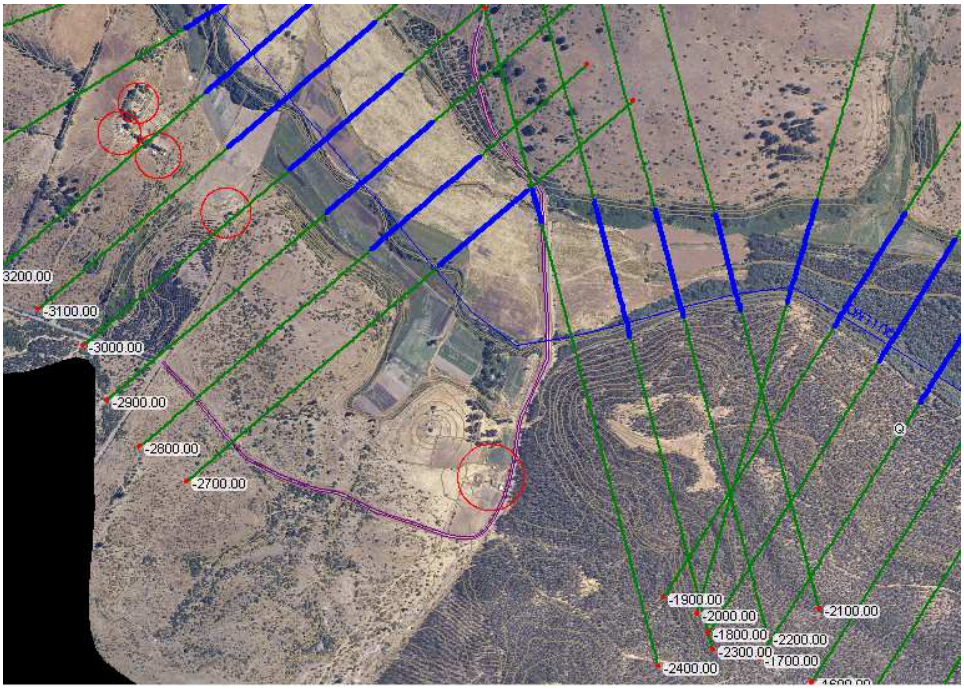


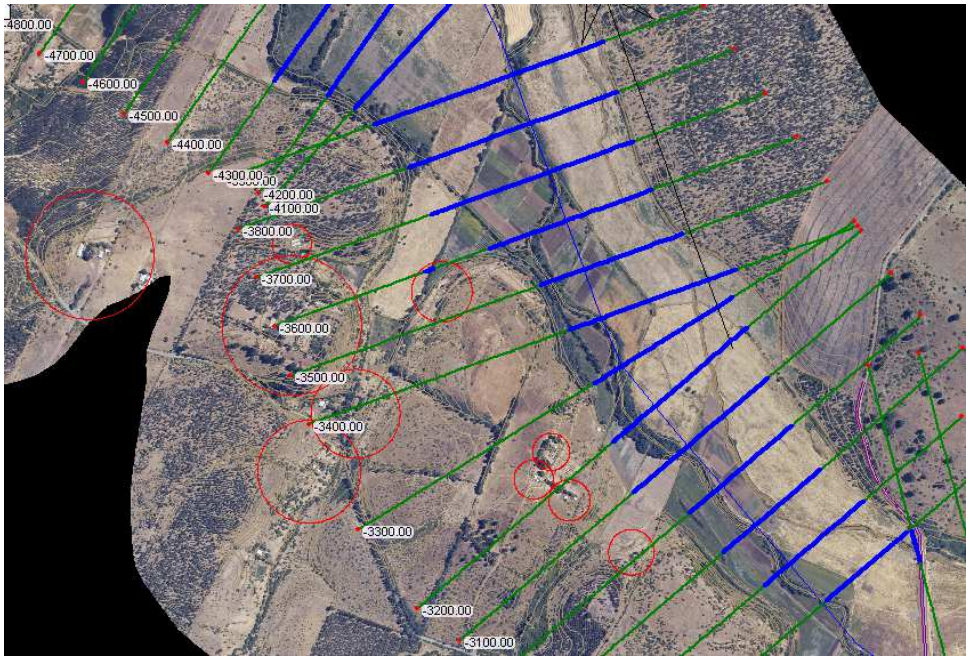
7.4.2. VIVIENDAS

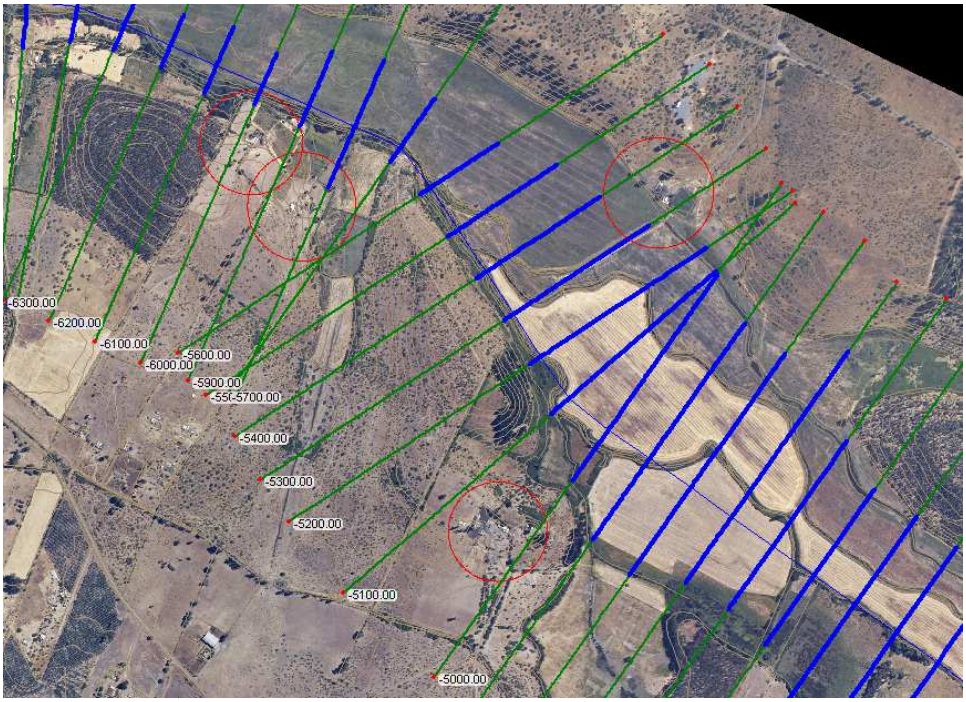
En cuanto a las viviendas, en general no se ven afectadas por la inundación. En las figuras siguientes se muestran los detalles de la planta de inundación para T = 500 años sin laminación donde se ubican viviendas, que se señalan con círculos en rojo.

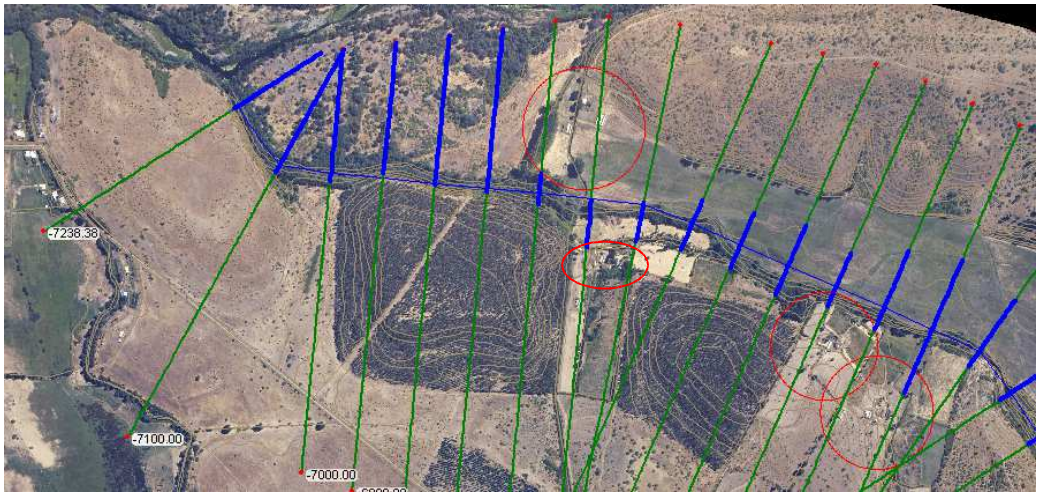
Figura 7-11. Planta lámina inundación T=500 años sin presa en entorno de viviendas.




-3200.00
-3100.00
-3000.00
-2900.00
-2800.00
-2700.00
-1900.00
-2000.00
-2100.00
-1800.00
-2200.00
-2300.00
-1700.00
-2400.00


-4800.00
-4700.00
-4600.00
-4500.00
-4400.00
-4300.00
-4200.00
-4100.00
-3800.00
-3700.00
-3600.00
-3500.00
-3400.00
-3300.00
-3200.00
-3100.00





8. CONCLUSIONES

Del análisis de la utilización del embalse del estero Quilmo como embalse de control, se deduce que, dada la reducida laminación que se genera y la nula afección a carreteras y viviendas, no habiendo prácticamente diferencias apreciables hidráulicamente entre la situación sin presa y con presa, no procede utilizar el embalse como embalse de control.

OBRAS EMBALSE DE CONTROL

ANEXOS

ÍNDICE

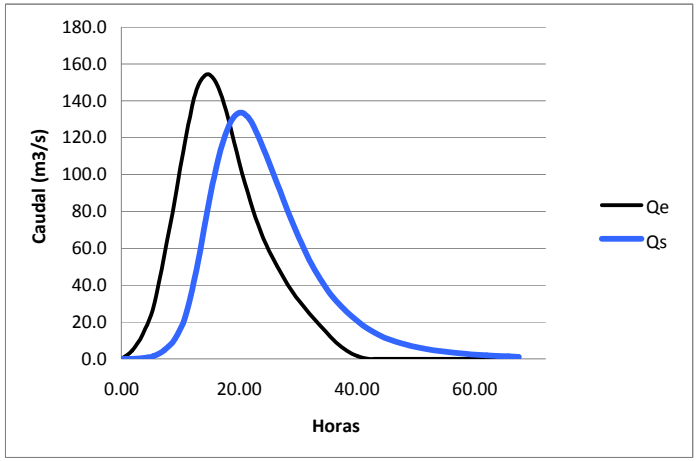
ANEXO G.6.1. HIDROGRAMA Y LAMINACIÓN
ANEXO G.6.2. EMBALSE DE CONTROL. CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

ANEXO G.6.1. HIDROGRAMAS Y LAMINACIÓN.

T =25 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

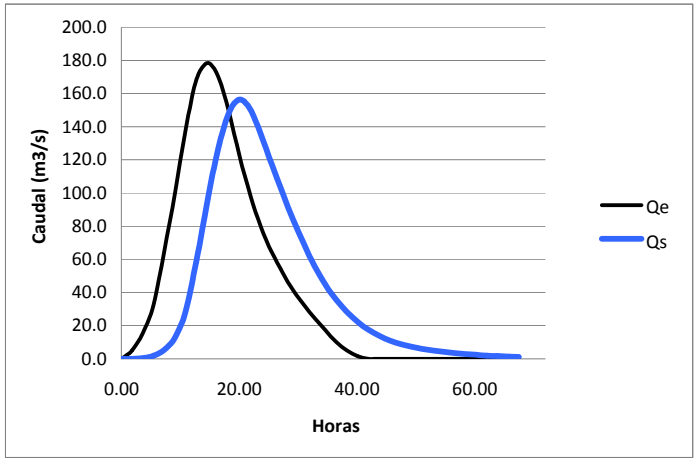


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	$I_i+I_{i+1}+(2S_i/t-Q_i)$ m^3/s	h m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3803	0.00
1.82	4.5	12,488,782	0.0	3821	0.01
3.65	13.4	12,546,555	0.3	3862	0.04
5.47	28.4	12,677,313	1.6	3943	0.11
7.30	55.9	12,933,562	4.7	4077	0.24
9.12	87.0	13,351,621	11.0	4262	0.47
10.95	119.7	13,916,398	23.7	4480	0.78
12.77	146.1	14,552,013	48.5	4684	1.10
14.59	154.4	15,114,766	80.6	4824	1.36
16.42	147.6	15,487,273	108.0	4885	1.53
18.24	129.0	15,625,949	126.5	4867	1.59
20.07	106.2	15,544,101	133.6	4792	1.55
21.89	85.5	15,309,659	129.4	4687	1.45
23.72	68.9	15,005,708	117.5	4577	1.31
25.54	55.7	14,691,834	102.7	4472	1.17
27.36	44.9	14,398,000	87.5	4378	1.03
29.19	35.8	14,136,356	73.0	4296	0.90
31.01	28.1	13,910,894	59.6	4226	0.78
32.84	21.3	13,718,929	48.2	4166	0.67
34.66	14.9	13,551,309	39.0	4111	0.58
36.49	8.8	13,397,511	31.5	4062	0.49
38.31	4.3	13,253,670	25.4	4016	0.42
40.13	1.3	13,122,037	20.3	3977	0.35
41.96	0.0	13,006,422	16.2	3945	0.28
43.78	0.0	12,910,824	12.9	3919	0.23
45.61	0.0	12,834,417	10.4	3898	0.19
47.43	0.0	12,772,713	8.4	3881	0.16
49.26	0.0	12,722,320	6.9	3867	0.13
51.08	0.0	12,680,841	5.7	3856	0.11
52.90	0.0	12,646,521	4.7	3847	0.09
54.73	0.0	12,618,026	3.9	3839	0.08
56.55	0.0	12,594,310	3.3	3832	0.06
58.38	0.0	12,574,541	2.7	3827	0.05
60.20	0.0	12,558,043	2.3	3822	0.04
62.03	0.0	12,544,264	1.9	3818	0.04
63.85	0.0	12,532,751	1.6	3815	0.03
65.68	0.0	12,523,126	1.3	3812	0.03
67.50	0.0	12,515,078	1.1	3810	0.02
	0.0				
Q pico (m3/s)	**154.4**		**133.6**		

T = 50 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

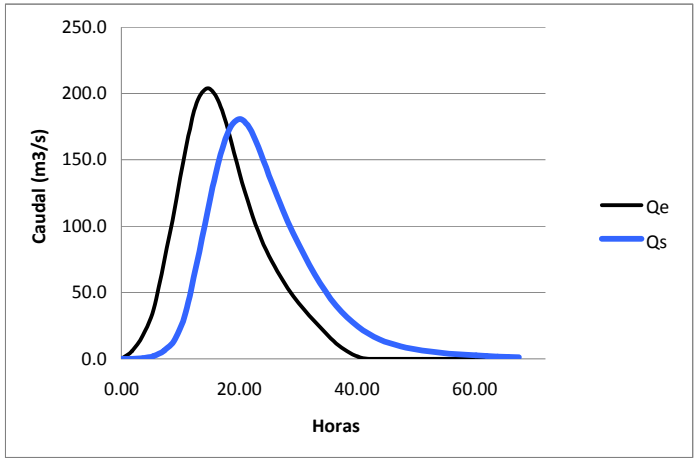


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	m^3/s	m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3804	0.00
1.82	5.2	12,491,089	0.0	3825	0.01
3.65	15.5	12,557,811	0.4	3872	0.04
5.47	32.8	12,708,820	1.9	3966	0.12
7.30	64.6	13,004,701	5.4	4120	0.28
9.12	100.5	13,486,775	12.9	4333	0.54
10.95	138.2	14,133,490	28.9	4582	0.89
12.77	168.7	14,851,244	59.5	4810	1.24
14.59	178.3	15,482,872	95.2	4969	1.52
16.42	170.5	15,901,081	126.2	5036	1.71
18.24	149.0	16,048,773	148.3	5011	1.78
20.07	122.6	15,940,413	156.3	4919	1.73
21.89	98.7	15,659,895	150.4	4797	1.60
23.72	79.5	15,306,647	135.4	4670	1.44
25.54	64.4	14,949,068	117.4	4551	1.29
27.36	51.9	14,617,200	99.9	4445	1.13
29.19	41.4	14,320,086	83.8	4351	0.99
31.01	32.5	14,060,670	69.0	4270	0.86
32.84	24.6	13,838,200	55.8	4200	0.74
34.66	17.2	13,645,537	44.6	4138	0.63
36.49	10.2	13,471,672	35.6	4082	0.54
38.31	5.0	13,311,624	28.3	4032	0.45
40.13	1.5	13,167,004	22.3	3989	0.37
41.96	0.0	13,041,151	17.6	3954	0.30
43.78	0.0	12,937,919	13.9	3926	0.25
45.61	0.0	12,856,030	11.1	3904	0.20
47.43	0.0	12,790,238	9.0	3886	0.17
49.26	0.0	12,736,679	7.3	3871	0.14
51.08	0.0	12,692,686	6.1	3859	0.12
52.90	0.0	12,656,336	5.0	3849	0.10
54.73	0.0	12,626,183	4.2	3841	0.08
56.55	0.0	12,601,104	3.5	3834	0.07
58.38	0.0	12,580,207	2.9	3828	0.06
60.20	0.0	12,562,773	2.4	3823	0.05
62.03	0.0	12,548,216	2.0	3819	0.04
63.85	0.0	12,536,053	1.7	3816	0.03
65.68	0.0	12,525,886	1.4	3813	0.03
67.50	0.0	12,517,386	1.2	3811	0.02
	0.0				
Q pico (m3/s)	**178.3**		**156.3**		

T = 100 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

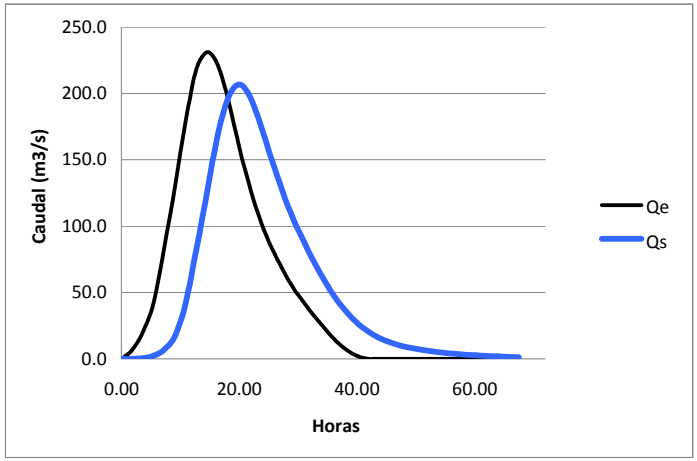


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	$I_i+I_{i+1}+(2S_i/t-Q_i)$ m^3/s	h m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3805	0.00
1.82	6.0	12,493,553	0.0	3828	0.01
3.65	17.7	12,569,838	0.4	3883	0.05
5.47	37.5	12,742,488	2.2	3990	0.14
7.30	73.9	13,080,691	6.2	4166	0.32
9.12	114.9	13,630,817	15.0	4409	0.62
10.95	158.0	14,362,786	35.0	4690	1.01
12.77	192.9	15,166,522	71.2	4944	1.38
14.59	203.9	15,872,877	110.5	5122	1.70
16.42	194.9	16,337,687	146.8	5194	1.91
18.24	170.4	16,489,479	172.3	5160	1.98
20.07	140.2	16,349,734	180.8	5051	1.92
21.89	112.9	16,018,954	173.0	4909	1.77
23.72	90.9	15,612,190	154.7	4764	1.58
25.54	73.6	15,207,984	132.9	4631	1.40
27.36	59.3	14,838,435	112.5	4513	1.24
29.19	47.3	14,508,578	94.6	4408	1.08
31.01	37.1	14,217,618	78.5	4316	0.94
32.84	28.1	13,964,620	63.8	4237	0.80
34.66	19.6	13,744,668	50.9	4166	0.69
36.49	11.6	13,548,175	40.2	4103	0.58
38.31	5.7	13,370,015	31.4	4048	0.48
40.13	1.8	13,211,330	24.4	4001	0.39
41.96	0.0	13,074,812	19.0	3963	0.32
43.78	0.0	12,963,877	14.8	3933	0.26
45.61	0.0	12,876,592	11.8	3910	0.21
47.43	0.0	12,806,841	9.5	3891	0.18
49.26	0.0	12,750,248	7.7	3875	0.15
51.08	0.0	12,703,861	6.4	3862	0.12
52.90	0.0	12,665,585	5.3	3852	0.10
54.73	0.0	12,633,864	4.4	3843	0.08
56.55	0.0	12,607,498	3.6	3836	0.07
58.38	0.0	12,585,538	3.0	3830	0.06
60.20	0.0	12,567,222	2.5	3825	0.05
62.03	0.0	12,551,931	2.1	3820	0.04
63.85	0.0	12,539,158	1.8	3817	0.03
65.68	0.0	12,528,482	1.5	3814	0.03
67.50	0.0	12,519,557	1.2	3811	0.02
	0.0				
Q pico (m3/s)	**203.9**		**180.8**		

T = 200 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

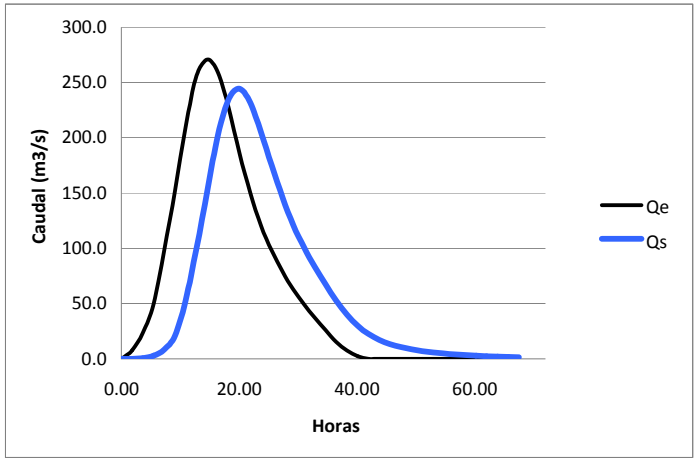


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	$I_i+I_{i+1}+(2S_i/t-Q_i)$ m^3/s	h m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3805	0.00
1.82	6.8	12,496,199	0.0	3832	0.01
3.65	20.1	12,582,750	0.5	3894	0.06
5.47	42.6	12,778,627	2.5	4015	0.16
7.30	83.8	13,162,223	7.1	4215	0.37
9.12	130.3	13,784,924	17.4	4490	0.71
10.95	179.3	14,606,159	42.1	4804	1.13
12.77	218.9	15,501,939	83.3	5088	1.53
14.59	231.3	16,288,964	127.2	5286	1.89
16.42	221.2	16,800,008	169.6	5361	2.13
18.24	193.3	16,953,318	198.2	5317	2.20
20.07	159.0	16,780,513	206.8	5190	2.12
21.89	128.1	16,397,057	197.1	5028	1.94
23.72	103.2	15,932,524	175.6	4863	1.73
25.54	83.5	15,476,256	150.0	4714	1.52
27.36	67.3	15,065,387	125.9	4583	1.34
29.19	53.7	14,702,589	105.6	4468	1.17
31.01	42.1	14,381,658	88.0	4366	1.02
32.84	31.9	14,098,878	72.1	4276	0.88
34.66	22.3	13,850,254	57.7	4196	0.74
36.49	13.2	13,628,562	45.2	4125	0.62
38.31	6.4	13,430,015	34.9	4063	0.51
40.13	2.0	13,255,813	26.6	4012	0.42
41.96	0.0	13,107,936	20.4	3971	0.34
43.78	0.0	12,989,089	15.8	3940	0.27
45.61	0.0	12,896,414	12.4	3915	0.22
47.43	0.0	12,822,776	10.0	3895	0.19
49.26	0.0	12,763,237	8.1	3879	0.15
51.08	0.0	12,714,539	6.7	3865	0.13
52.90	0.0	12,674,414	5.5	3854	0.11
54.73	0.0	12,641,191	4.6	3845	0.09
56.55	0.0	12,613,594	3.8	3837	0.07
58.38	0.0	12,590,618	3.2	3831	0.06
60.20	0.0	12,571,461	2.7	3826	0.05
62.03	0.0	12,555,471	2.2	3821	0.04
63.85	0.0	12,542,116	1.9	3818	0.04
65.68	0.0	12,530,954	1.5	3814	0.03
67.50	0.0	12,521,624	1.3	3812	0.03
	0.0				
Q pico (m3/s)	**231.3**		**206.8**		

T = 500 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

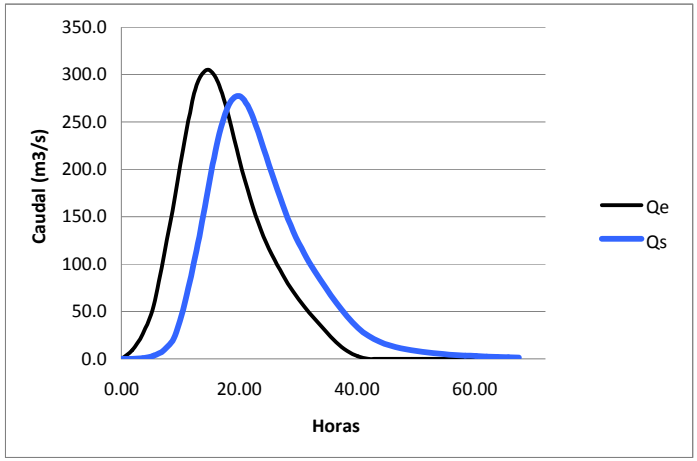


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	$I_i+I_{i+1}+(2S_i/t-Q_i)$ m^3/s	h m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3807	0.00
1.82	8.0	12,500,006	0.0	3838	0.01
3.65	23.5	12,601,330	0.6	3910	0.07
5.47	49.8	12,830,630	2.9	4052	0.19
7.30	98.1	13,279,467	8.3	4286	0.43
9.12	152.6	14,005,605	21.2	4606	0.83
10.95	209.9	14,952,195	53.0	4967	1.29
12.77	256.2	15,980,219	100.1	5293	1.75
14.59	270.8	16,881,141	152.6	5518	2.16
16.42	258.9	17,453,722	202.7	5598	2.43
18.24	226.3	17,608,603	235.3	5540	2.50
20.07	186.2	17,388,116	244.3	5387	2.40
21.89	149.9	16,929,245	231.5	5195	2.19
23.72	120.8	16,383,313	205.4	5002	1.94
25.54	97.7	15,852,116	174.9	4829	1.69
27.36	78.8	15,379,278	145.6	4679	1.48
29.19	62.9	14,968,752	121.0	4550	1.29
31.01	49.3	14,608,480	100.9	4434	1.13
32.84	37.3	14,287,939	83.4	4331	0.97
34.66	26.1	14,000,961	67.4	4238	0.82
36.49	15.4	13,742,719	52.7	4155	0.68
38.31	7.6	13,513,421	40.1	4085	0.56
40.13	2.3	13,315,924	29.9	4027	0.45
41.96	0.0	13,151,552	22.4	3983	0.36
43.78	0.0	13,021,715	17.1	3948	0.29
45.61	0.0	12,921,817	13.3	3922	0.24
47.43	0.0	12,843,089	10.6	3900	0.20
49.26	0.0	12,779,741	8.6	3883	0.16
51.08	0.0	12,728,082	7.1	3869	0.14
52.90	0.0	12,685,596	5.9	3857	0.11
54.73	0.0	12,650,463	4.8	3848	0.09
56.55	0.0	12,621,302	4.0	3840	0.08
58.38	0.0	12,597,040	3.4	3833	0.07
60.20	0.0	12,576,818	2.8	3827	0.05
62.03	0.0	12,559,944	2.3	3823	0.05
63.85	0.0	12,545,852	2.0	3819	0.04
65.68	0.0	12,534,078	1.6	3815	0.03
67.50	0.0	12,524,235	1.4	3813	0.03
	0.0				
Q pico (m3/s)	**270.8**		**244.3**		

T = 1000 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

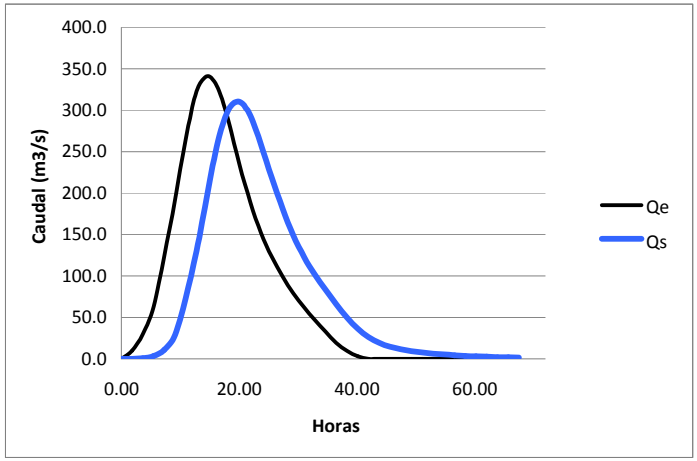


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	$I_i+I_{i+1}+(2S_i/t-Q_i)$ m^3/s	h m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3808	0.00
1.82	9.0	12,503,318	0.0	3843	0.02
3.65	26.5	12,617,493	0.7	3924	0.08
5.47	56.1	12,875,866	3.3	4084	0.21
7.30	110.5	13,381,369	9.5	4348	0.49
9.12	171.9	14,196,376	24.8	4707	0.93
10.95	236.5	15,250,114	62.7	5107	1.42
12.77	288.7	16,392,637	114.6	5471	1.94
14.59	305.1	17,390,562	175.4	5717	2.40
16.42	291.7	18,013,870	231.7	5801	2.69
18.24	255.0	18,167,762	268.2	5729	2.76
20.07	209.8	17,902,787	277.3	5553	2.64
21.89	168.9	17,376,757	261.6	5335	2.39
23.72	136.1	16,761,139	230.9	5120	2.11
25.54	110.1	16,168,037	196.0	4927	1.84
27.36	88.8	15,642,668	162.9	4760	1.60
29.19	70.8	15,190,092	134.5	4618	1.39
31.01	55.6	14,796,826	111.6	4492	1.22
32.84	42.1	14,446,954	92.6	4378	1.05
34.66	29.4	14,129,967	75.4	4274	0.89
36.49	17.4	13,841,099	59.3	4182	0.74
38.31	8.5	13,584,330	44.8	4103	0.60
40.13	2.6	13,365,680	32.9	4040	0.48
41.96	0.0	13,186,648	24.2	3992	0.38
43.78	0.0	13,047,440	18.2	3955	0.31
45.61	0.0	12,941,624	14.0	3927	0.25
47.43	0.0	12,858,835	11.2	3905	0.20
49.26	0.0	12,792,491	9.0	3887	0.17
51.08	0.0	12,738,521	7.4	3872	0.14
52.90	0.0	12,694,204	6.1	3860	0.12
54.73	0.0	12,657,593	5.1	3850	0.10
56.55	0.0	12,627,227	4.2	3841	0.08
58.38	0.0	12,601,973	3.5	3834	0.07
60.20	0.0	12,580,932	2.9	3828	0.06
62.03	0.0	12,563,378	2.4	3823	0.05
63.85	0.0	12,548,721	2.0	3819	0.04
65.68	0.0	12,536,475	1.7	3816	0.03
67.50	0.0	12,526,239	1.4	3813	0.03
	0.0				
Q pico (m3/s)	**305.1**		**277.3**		

T = 2000 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

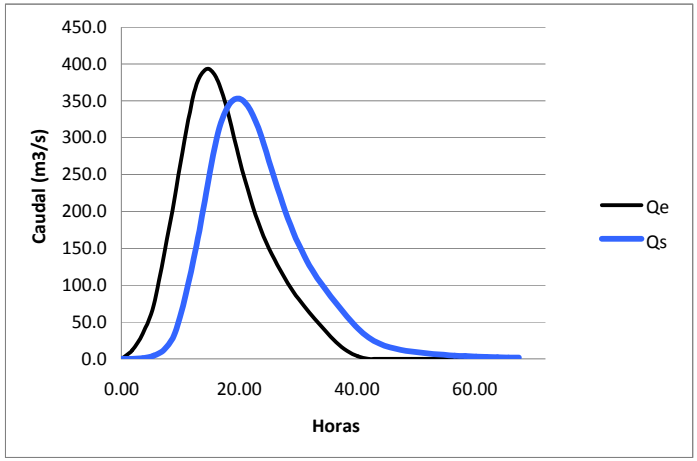


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	$I_i+I_{i+1}+(2S_i/t-Q_i)$ m^3/s	h m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3809	0.00
1.82	10.0	12,506,781	0.0	3848	0.02
3.65	29.6	12,634,395	0.7	3939	0.09
5.47	62.8	12,923,163	3.7	4118	0.24
7.30	123.5	13,487,820	10.7	4412	0.54
9.12	192.2	14,394,500	28.9	4811	1.03
10.95	264.3	15,559,508	72.8	5253	1.56
12.77	322.7	16,820,711	130.2	5656	2.14
14.59	341.0	17,918,255	199.3	5924	2.64
16.42	326.1	18,592,143	262.6	6010	2.95
18.24	285.0	18,746,398	301.6	5927	3.02
20.07	234.5	18,444,205	310.0	5730	2.89
21.89	188.8	17,853,396	293.3	5485	2.61
23.72	152.1	17,160,416	258.7	5242	2.29
25.54	123.1	16,497,090	218.5	5028	1.99
27.36	99.2	15,914,506	181.2	4844	1.72
29.19	79.2	15,415,860	149.0	4687	1.49
31.01	62.1	14,987,024	122.8	4550	1.30
32.84	47.0	14,607,874	101.8	4427	1.13
34.66	32.8	14,262,199	83.4	4312	0.96
36.49	19.5	13,943,067	66.1	4209	0.79
38.31	9.5	13,657,533	49.8	4122	0.64
40.13	2.9	13,416,043	36.2	4052	0.51
41.96	0.0	13,221,273	26.1	4000	0.40
43.78	0.0	13,072,306	19.3	3962	0.32
45.61	0.0	12,960,561	14.8	3932	0.26
47.43	0.0	12,873,803	11.7	3909	0.21
49.26	0.0	12,804,574	9.4	3890	0.18
51.08	0.0	12,748,395	7.7	3875	0.15
52.90	0.0	12,702,336	6.3	3862	0.12
54.73	0.0	12,664,324	5.2	3851	0.10
56.55	0.0	12,632,817	4.4	3843	0.08
58.38	0.0	12,606,626	3.6	3835	0.07
60.20	0.0	12,584,811	3.0	3829	0.06
62.03	0.0	12,566,616	2.5	3824	0.05
63.85	0.0	12,551,425	2.1	3820	0.04
65.68	0.0	12,538,735	1.8	3817	0.03
67.50	0.0	12,528,128	1.5	3814	0.03
	0.0				
Q pico (m3/s)	**341.0**		**310.0**		

T = 5000 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$

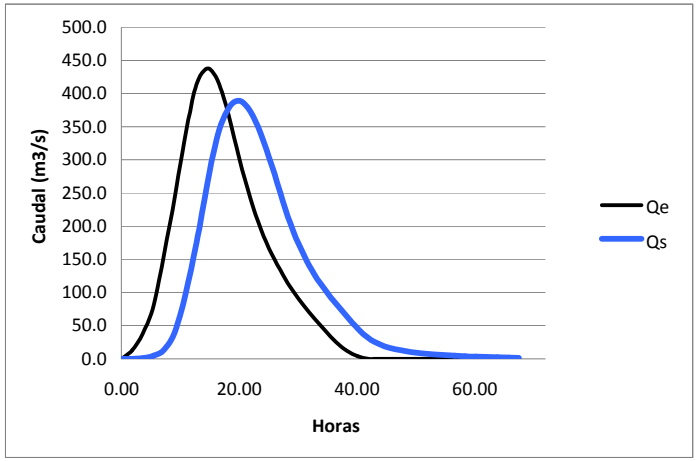


Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	$I_i+I_{i+1}+(2S_i/t-Q_i)$ m^3/s	h m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3810	0.00
1.82	11.6	12,511,862	0.0	3856	0.02
3.65	34.2	12,659,193	0.9	3961	0.10
5.47	72.4	12,992,550	4.2	4167	0.28
7.30	142.6	13,643,784	12.5	4507	0.63
9.12	221.8	14,682,762	35.5	4963	1.16
10.95	305.2	16,010,824	87.0	5466	1.76
12.77	372.6	17,444,121	154.3	5924	2.42
14.59	393.7	18,683,086	234.8	6225	2.99
16.42	376.5	19,434,676	306.5	6317	3.29
18.24	329.0	19,613,333	344.6	6228	3.36
20.07	270.7	19,291,982	353.1	6011	3.24
21.89	218.0	18,628,548	337.7	5729	2.97
23.72	175.6	17,815,436	303.6	5440	2.59
25.54	142.1	17,019,796	256.5	5183	2.23
27.36	114.5	16,329,007	210.5	4968	1.91
29.19	91.4	15,749,624	171.8	4787	1.64
31.01	71.7	15,260,651	140.2	4633	1.42
32.84	54.3	14,836,185	115.1	4495	1.23
34.66	37.9	14,450,763	94.5	4367	1.05
36.49	22.5	14,090,447	75.6	4249	0.87
38.31	11.0	13,763,836	57.3	4149	0.70
40.13	3.4	13,488,009	41.1	4070	0.54
41.96	0.0	13,269,329	28.9	4012	0.43
43.78	0.0	13,105,917	20.9	3970	0.34
45.61	0.0	12,985,788	15.7	3939	0.27
47.43	0.0	12,893,601	12.3	3914	0.22
49.26	0.0	12,820,494	9.9	3894	0.18
51.08	0.0	12,761,376	8.1	3878	0.15
52.90	0.0	12,713,011	6.6	3865	0.13
54.73	0.0	12,673,151	5.5	3854	0.11
56.55	0.0	12,640,143	4.6	3845	0.09
58.38	0.0	12,612,722	3.8	3837	0.07
60.20	0.0	12,589,891	3.2	3831	0.06
62.03	0.0	12,570,855	2.6	3826	0.05
63.85	0.0	12,554,965	2.2	3821	0.04
65.68	0.0	12,541,693	1.8	3817	0.04
67.50	0.0	12,530,601	1.5	3814	0.03
	0.0				
Q pico (m3/s)	**393.7**		**353.1**		

T = 10000 años

Caracteristicas del Vertedero		
m	**-**	1.0 - 0.69
L	**m**	**36**
Lefec = m*L	**m**	36 - 24.75
Cota Vertedero	**msnm**	99
Cota Coronamiento	**msnm**	104
Cota Fondo	**msnm**	86
H Vertedero	**m**	13
H Coronamiento	**m**	18
H Fondo	**m**	0
Vol. Vertedero	**Hm3**	12.47
Vol. Max	**Hm3**	23.82
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0
Vol.Regulación	**Hm3**	0.0

$$I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2$$



Tiempo	Hidrograma Entrada Qe	Volumen Almacenado S	Hidrograma Salida Qs	Rastreo Embalse	Altura Embalse
hr	m^3/s	m^3	m^3/s	m^3/s	m
0.00	0.0	12,473,894	0.0	3812	0.00
1.82	12.9	12,516,104	0.0	3862	0.02
3.65	38.0	12,679,892	1.0	3979	0.11
5.47	80.5	13,050,455	4.7	4209	0.31
7.30	158.6	13,773,733	14.1	4586	0.70
9.12	246.6	14,921,435	41.5	5088	1.27
10.95	339.2	16,385,135	98.6	5645	1.94
12.77	414.2	17,961,069	175.0	6147	2.66
14.59	437.7	19,313,502	265.1	6473	3.25
16.42	418.5	20,142,350	338.7	6580	3.56
18.24	365.8	20,363,873	378.1	6490	3.65
20.07	301.0	20,034,975	388.8	6256	3.52
21.89	242.3	19,317,465	373.0	5947	3.25
23.72	195.3	18,416,603	338.9	5623	2.87
25.54	158.0	17,505,867	291.7	5325	2.45
27.36	127.3	16,702,372	238.3	5077	2.08
29.19	101.6	16,038,760	192.7	4873	1.78
31.01	79.7	15,489,796	155.8	4701	1.53
32.84	60.4	15,022,489	126.6	4551	1.32
34.66	42.1	14,603,534	103.5	4411	1.13
36.49	25.0	14,210,991	83.2	4282	0.93
38.31	12.2	13,851,589	63.5	4171	0.74
40.13	3.8	13,546,890	45.3	4084	0.58
41.96	0.0	13,307,615	31.3	4021	0.45
43.78	0.0	13,131,952	22.2	3977	0.35
45.61	0.0	13,005,006	16.5	3944	0.28
47.43	0.0	12,908,563	12.9	3918	0.23
49.26	0.0	12,832,475	10.3	3898	0.19
51.08	0.0	12,771,121	8.4	3881	0.16
52.90	0.0	12,721,013	6.9	3867	0.13
54.73	0.0	12,679,761	5.7	3856	0.11
56.55	0.0	12,645,626	4.7	3846	0.09
58.38	0.0	12,617,281	3.9	3838	0.08
60.20	0.0	12,593,690	3.3	3832	0.06
62.03	0.0	12,574,024	2.7	3826	0.05
63.85	0.0	12,557,611	2.3	3822	0.04
65.68	0.0	12,543,904	1.9	3818	0.04
67.50	0.0	12,532,449	1.6	3815	0.03
	0.0				
Q pico (m3/s)	**437.7**		**388.8**		

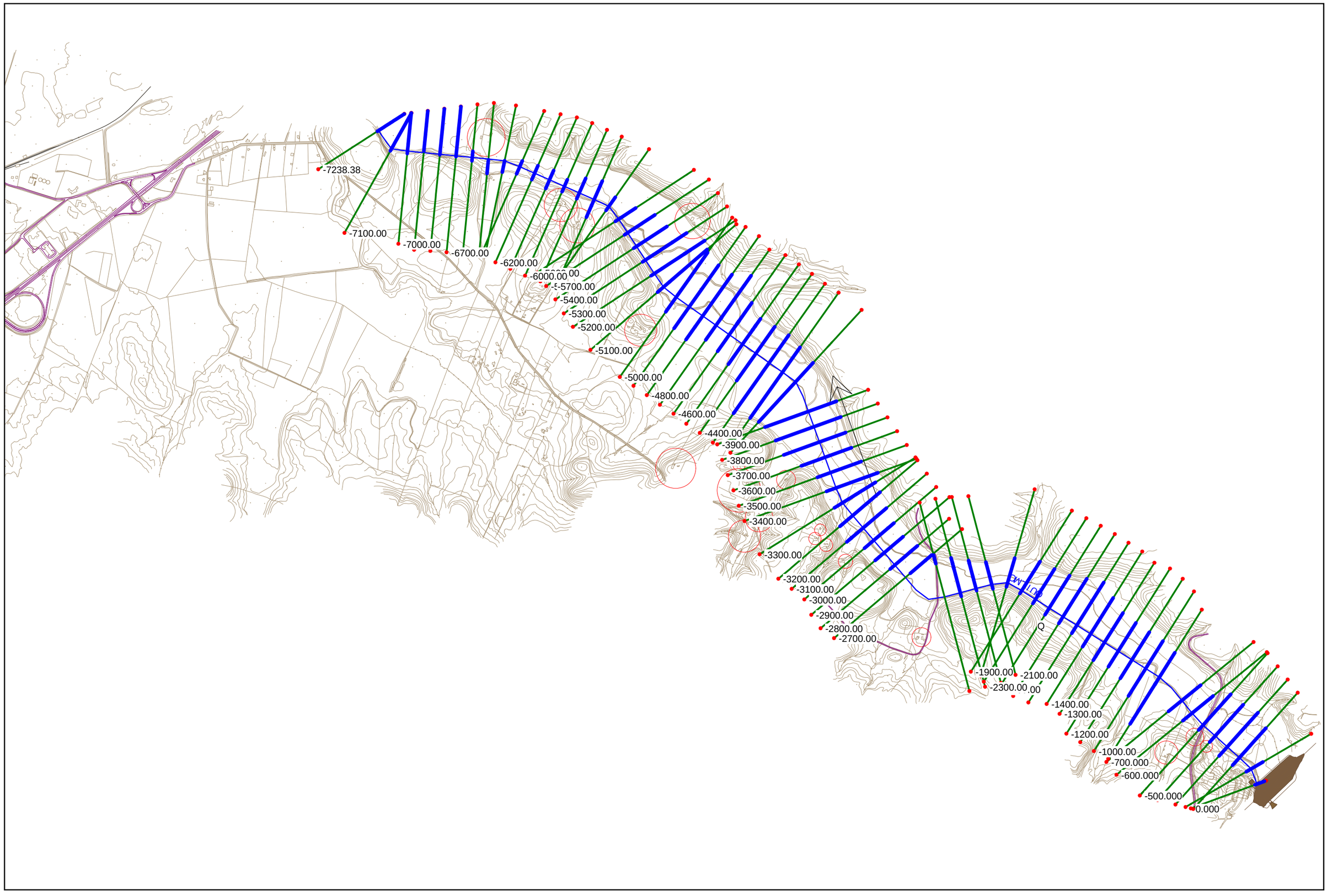
T años	Qentrada m^3/s	Qsalida m^3/s	% de regulacion
25	154.4	133.6	13%
50	178.3	156.3	12%
100	203.9	180.8	11%
200	231.3	206.8	11%
500	270.8	244.3	10%
1000	305.1	277.3	9%
2000	341.0	310.0	9%
5000	393.7	353.1	10%
10000	437.7	388.77	11%

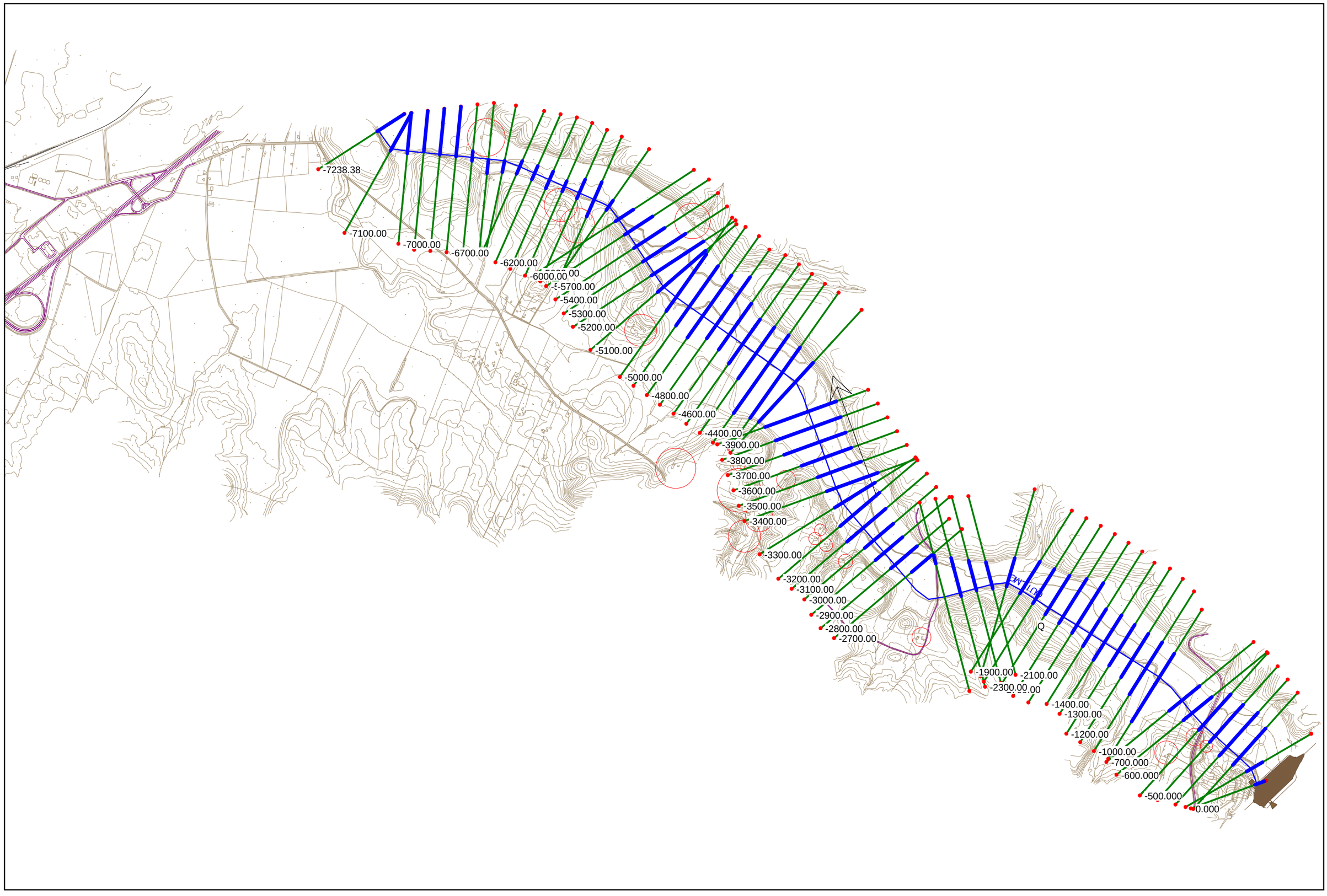
ANEXO G.6.2. EMBALSE DE CONTROL. CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

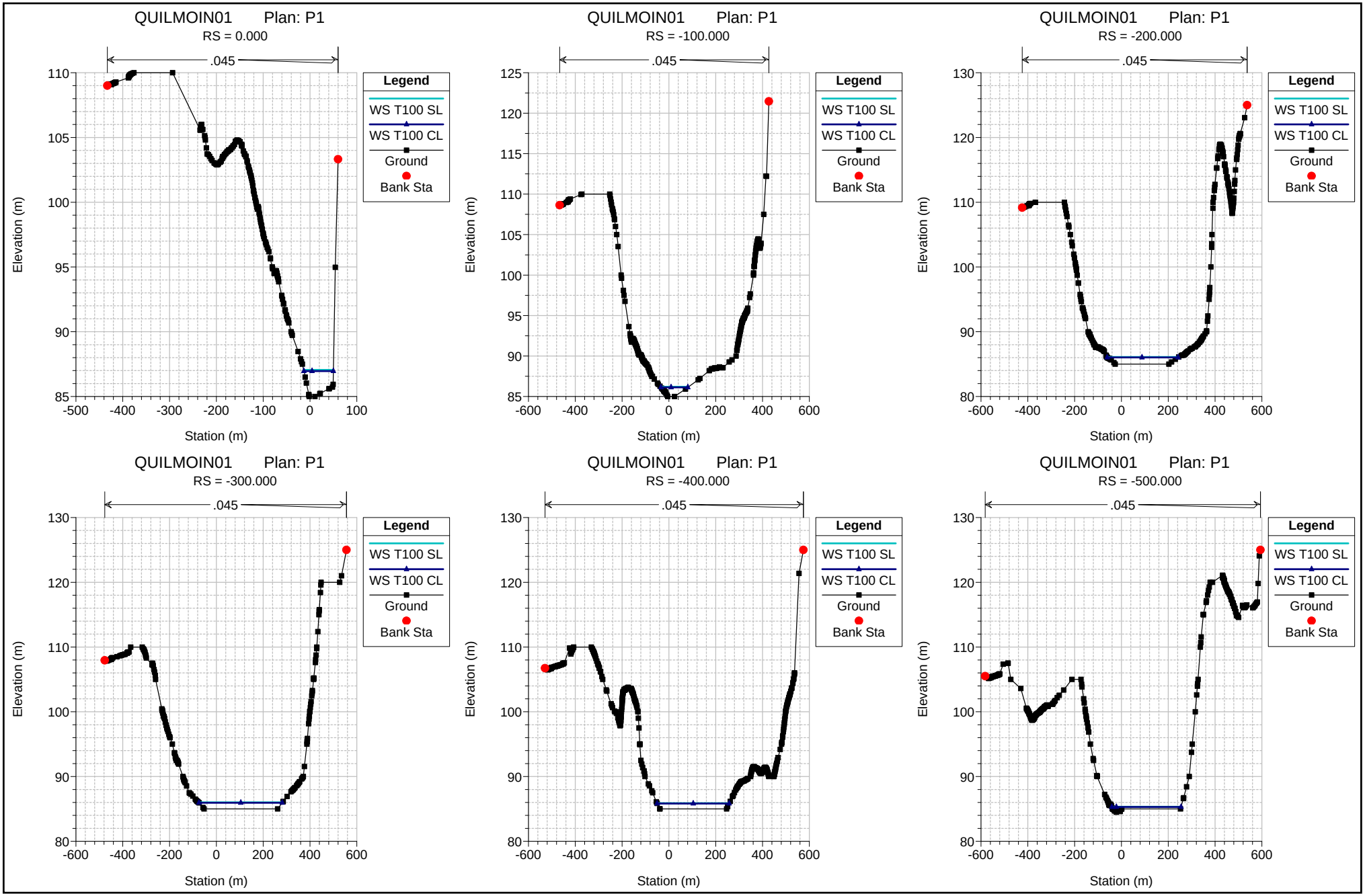
ARCHIVOS DE CÁLCULO EN FORMATO DIGITAL

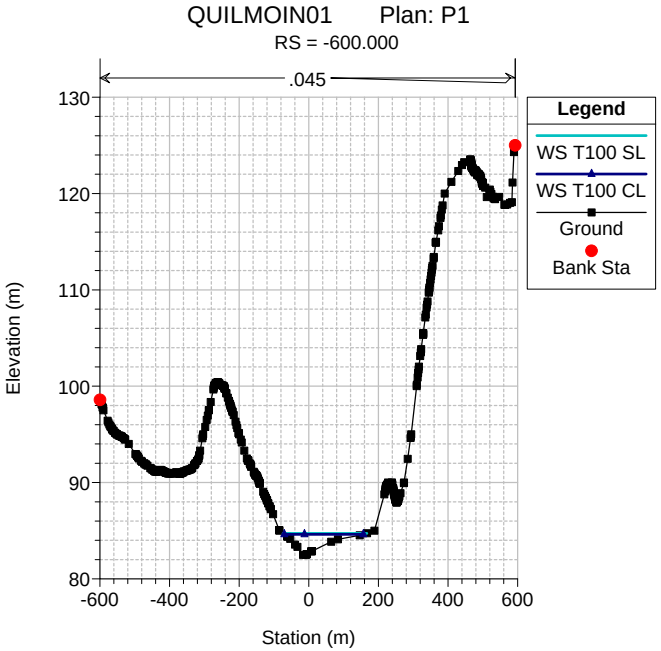
RESULTADOS

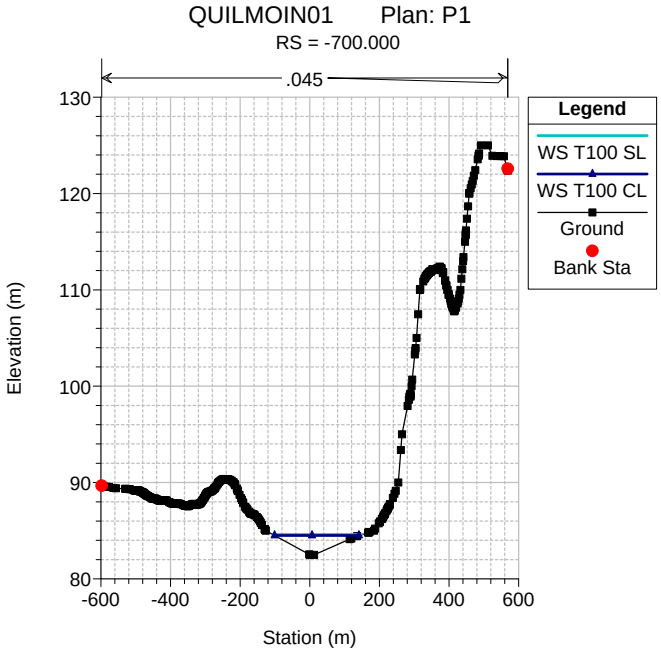
T: 100 AÑOS

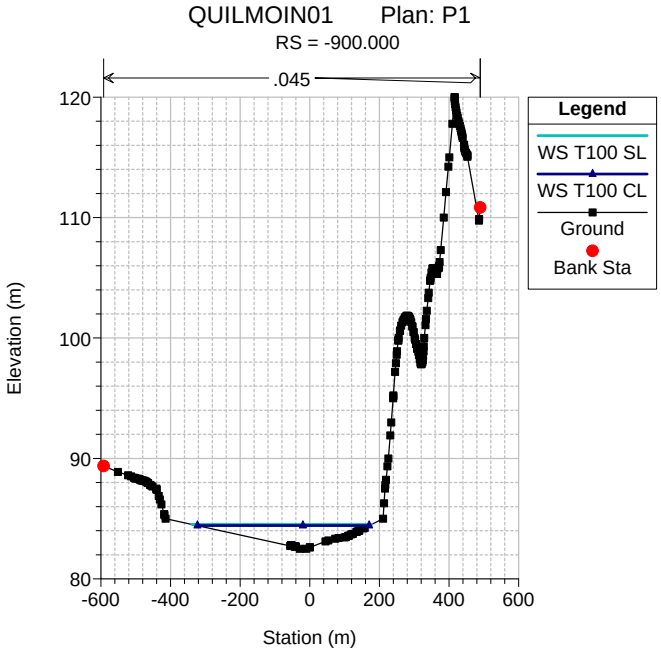

-7238.38
-7100.00
-7000.00
-6700.00
-6200.00
-6000.00
-5700.00
-5400.00
-5300.00
-5200.00
-5100.00
-5000.00
-4800.00
-4600.00
-4400.00
-3900.00
-3800.00
-3700.00
-3600.00
-3500.00
-3400.00
-3300.00
-3200.00
-3100.00
-3000.00
-2900.00
-2800.00
-2700.00
-1900.00
-2100.00
-2300.00
-1400.00
-1300.00
-1200.00
-1000.00
-700.000
-600.000
-500.000
0.000

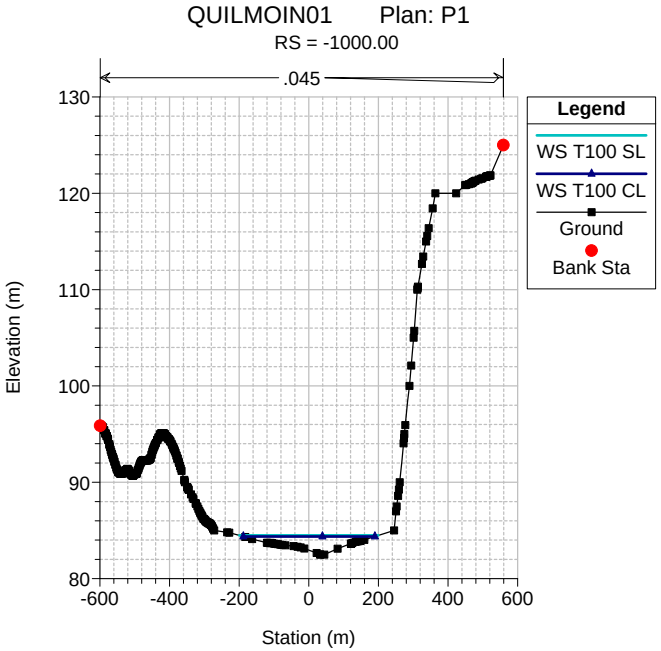

-7238.38
-7100.00
-7000.00
-6700.00
-6200.00
-6000.00
-5700.00
-5400.00
-5300.00
-5200.00
-5100.00
-5000.00
-4800.00
-4600.00
-4400.00
-3900.00
-3800.00
-3700.00
-3600.00
-3500.00
-3400.00
-3300.00
-3200.00
-3100.00
-3000.00
-2900.00
-2800.00
-2700.00
-1900.00
-2100.00
-2300.00
-1400.00
-1300.00
-1200.00
-1000.00
-700.000
-600.000
-500.000
0.000

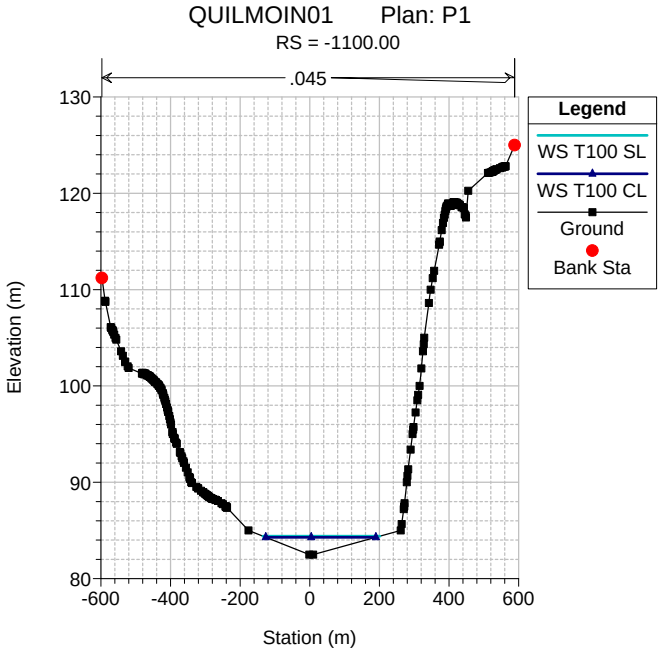

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = 0.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -100.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -200.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -300.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -400.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -500.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

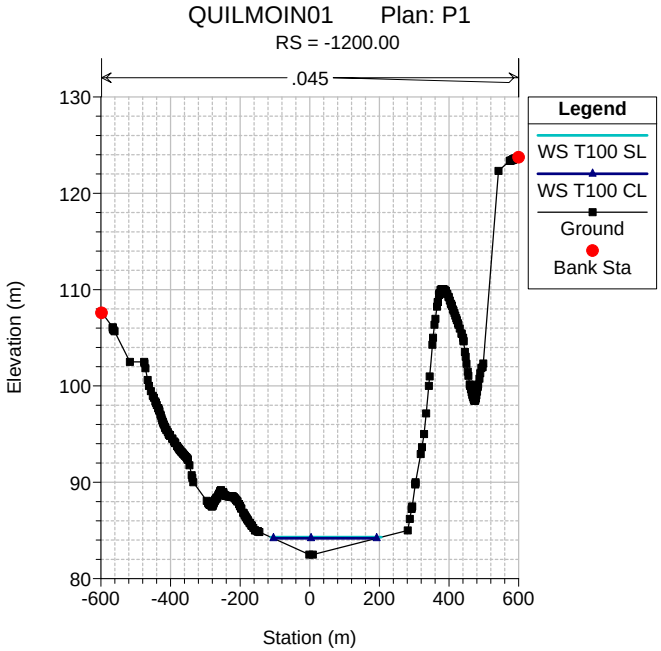

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -600.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

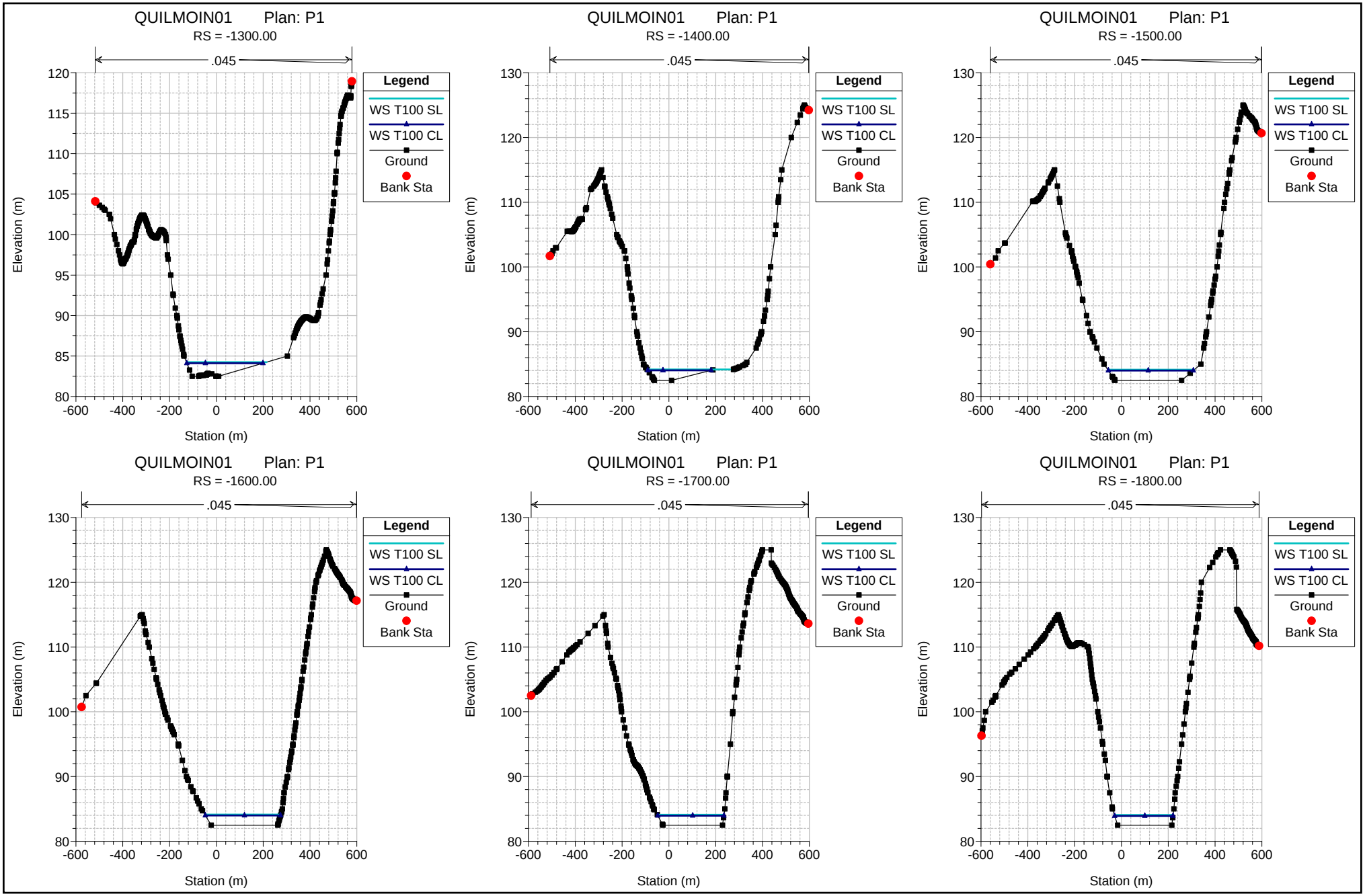

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -700.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

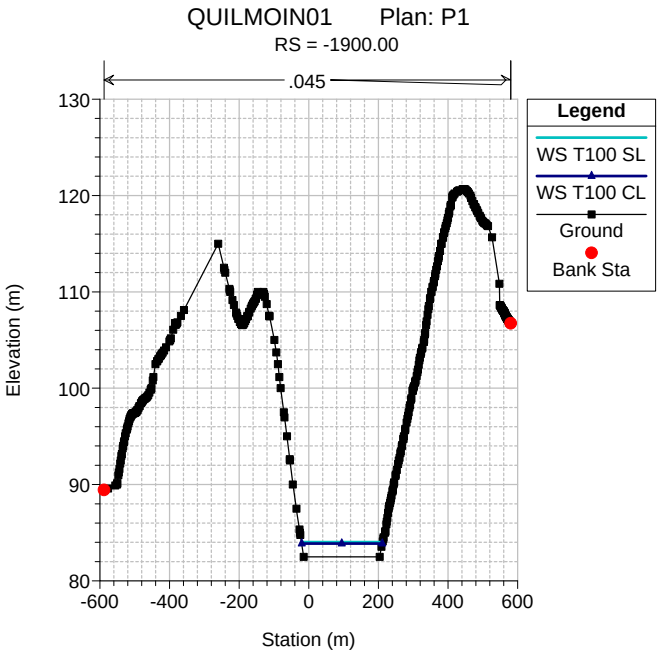

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -900.000
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

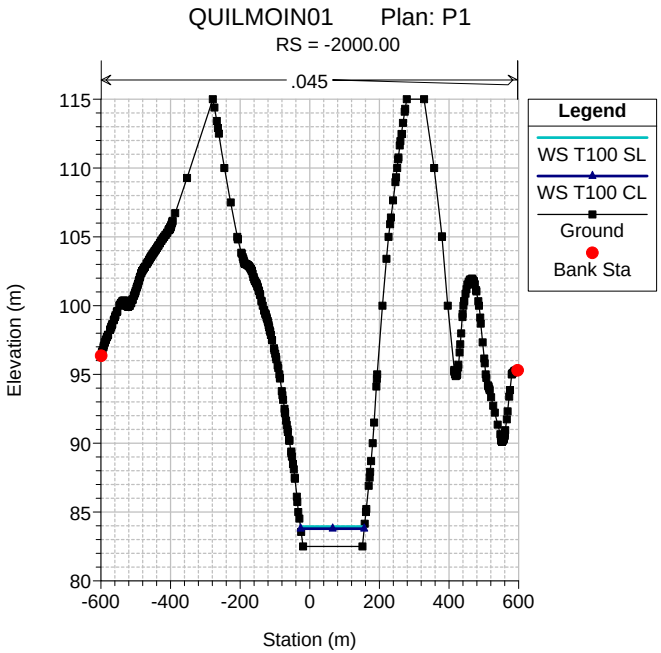

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1000.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

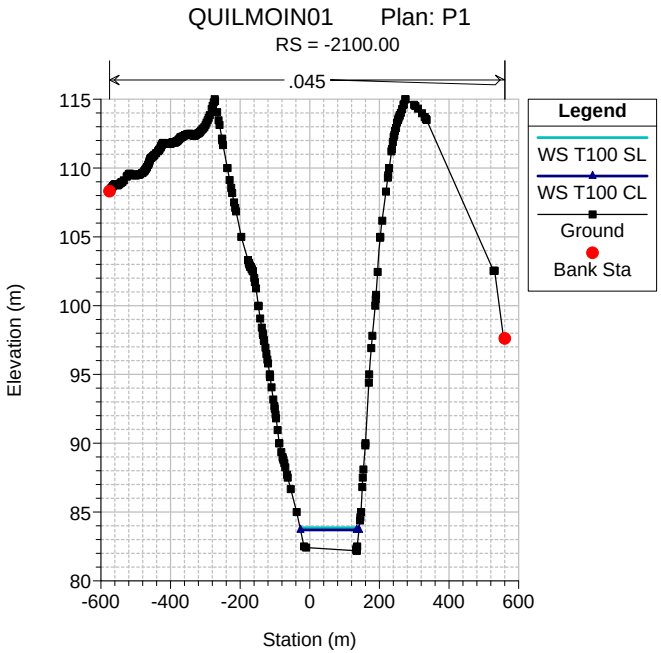

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1100.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

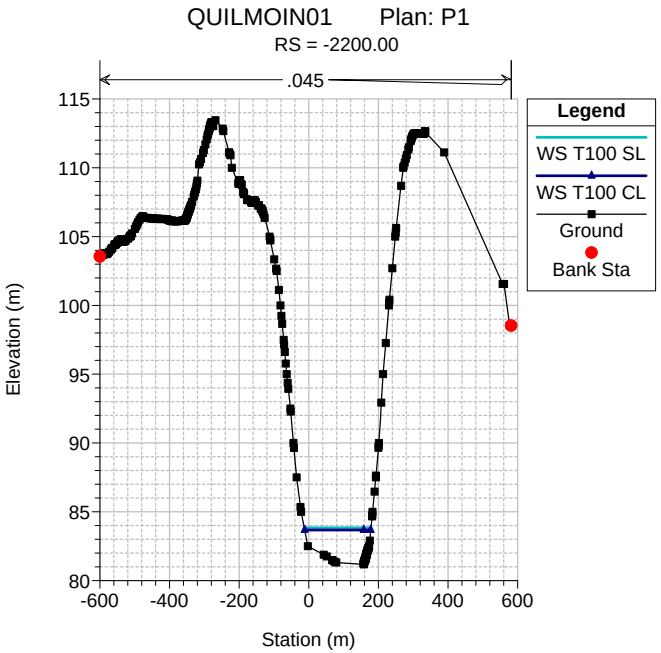

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1200.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

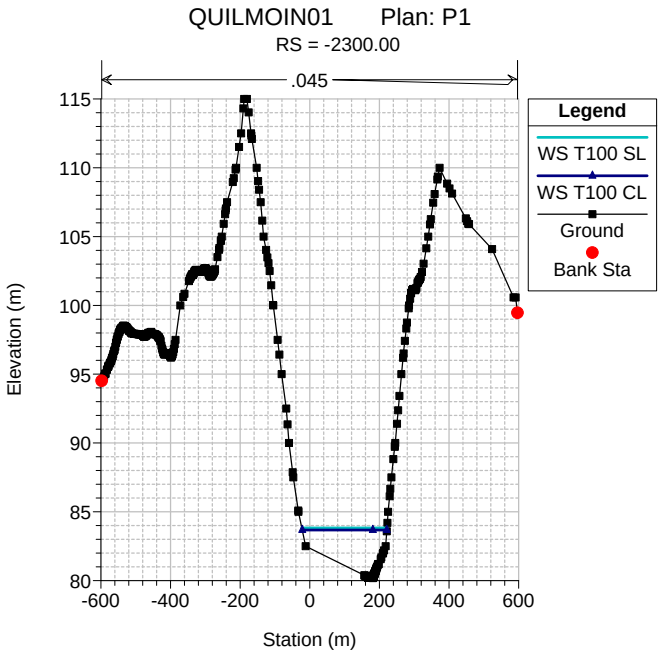

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1300.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1400.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1500.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1600.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1700.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1800.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

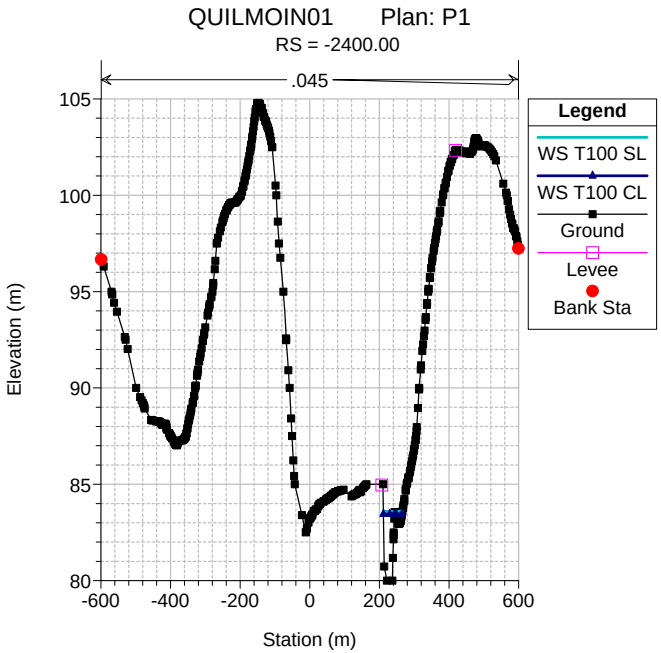

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1900.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

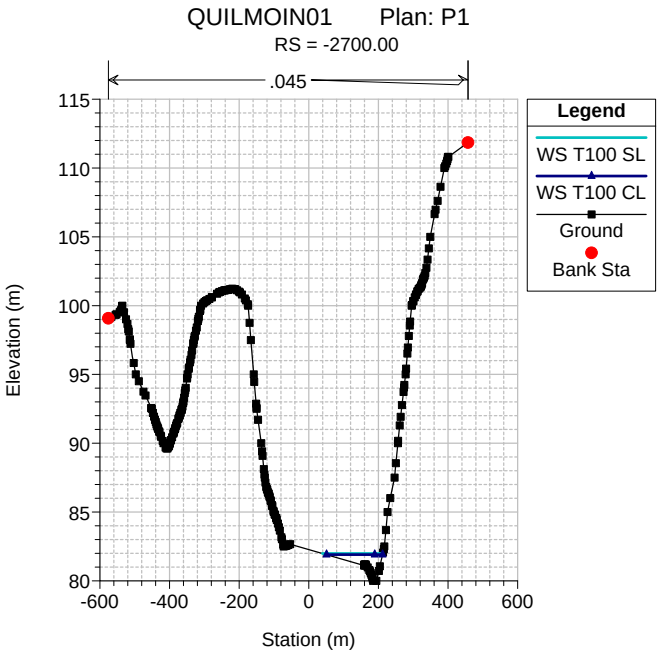

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2000.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

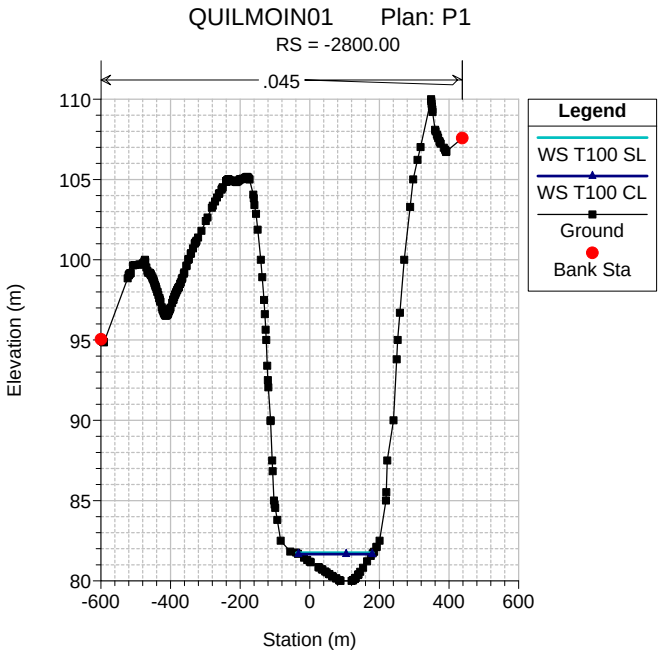

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2100.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

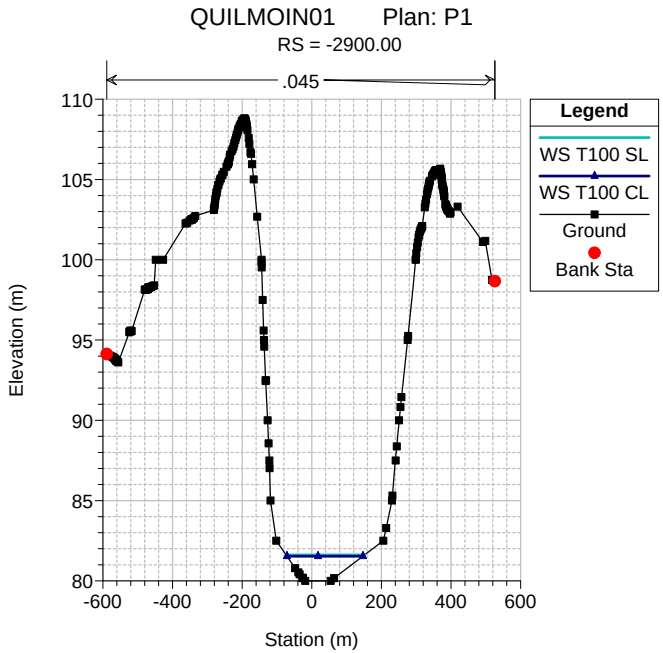

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2200.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

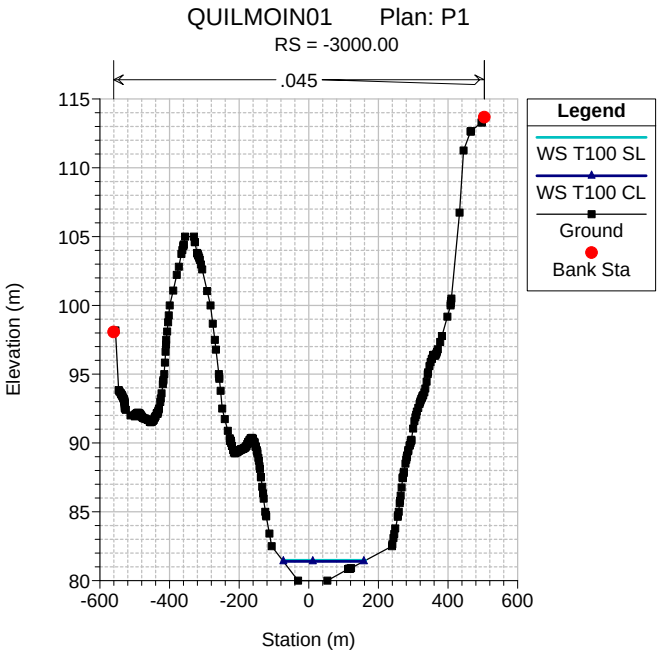

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2300.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

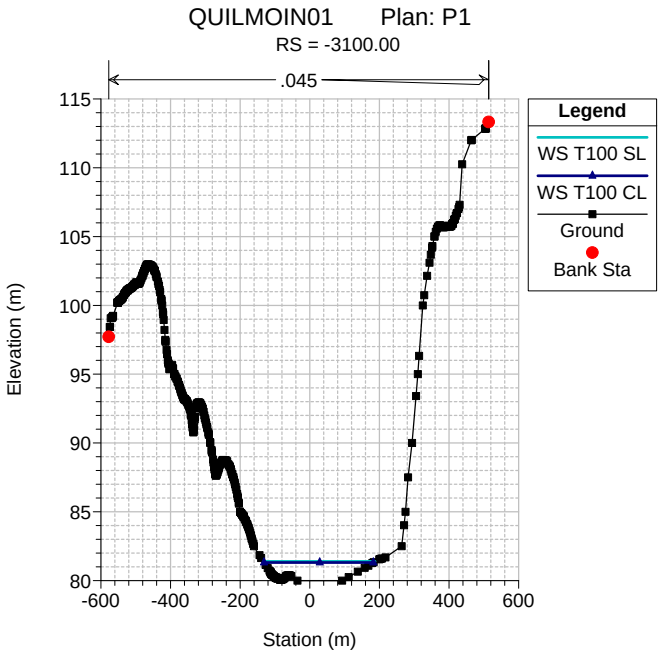

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2400.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

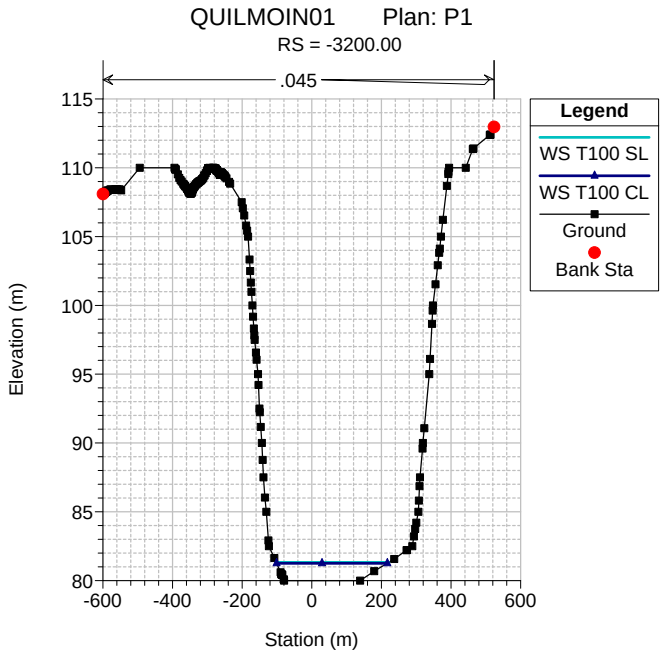

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2700.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

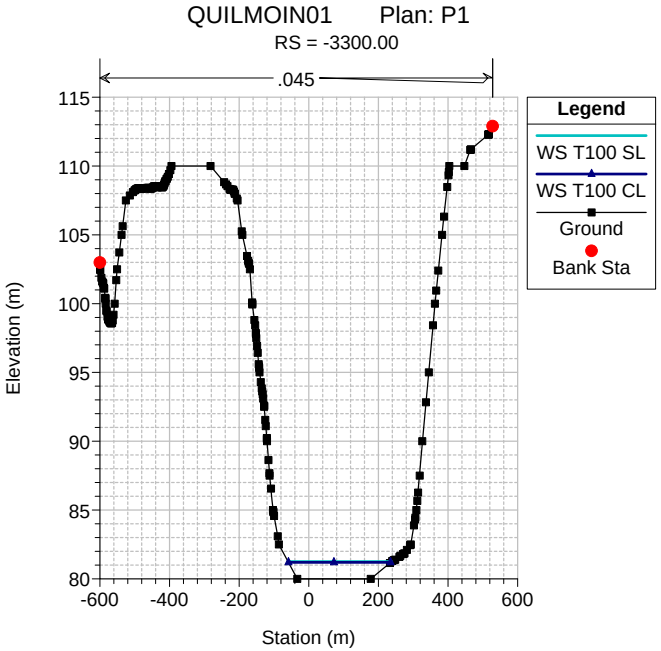

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2800.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

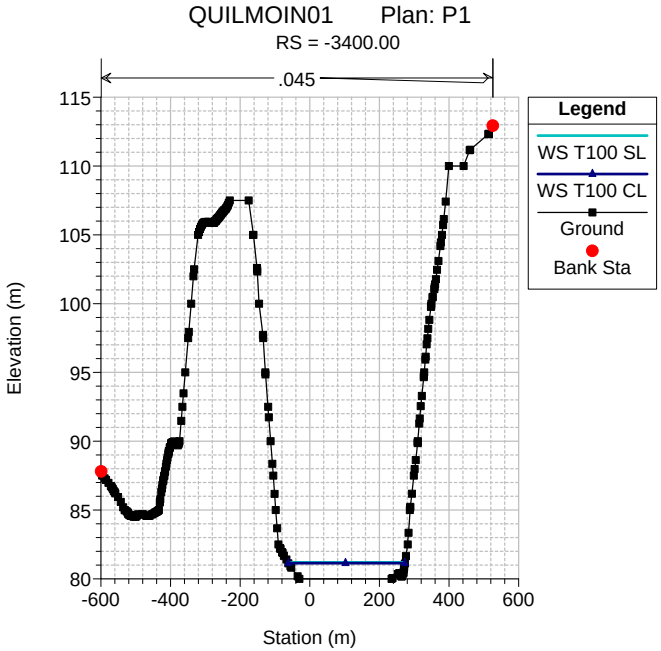

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2900.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

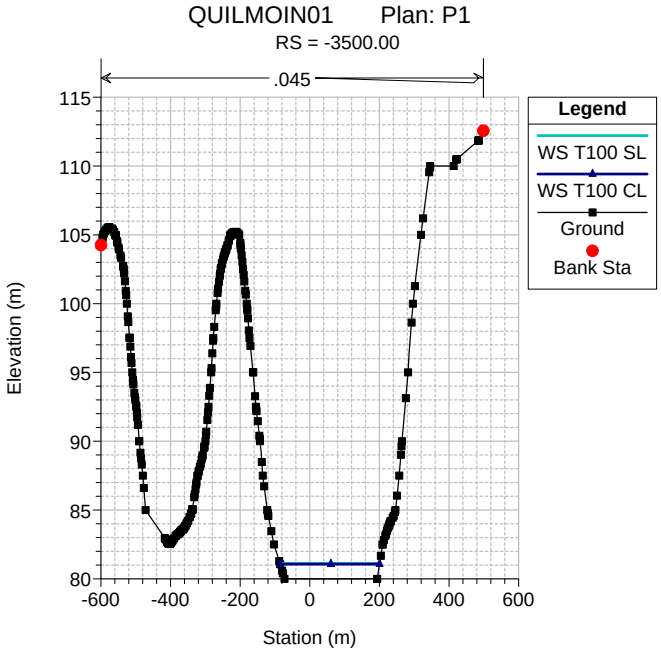

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3000.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

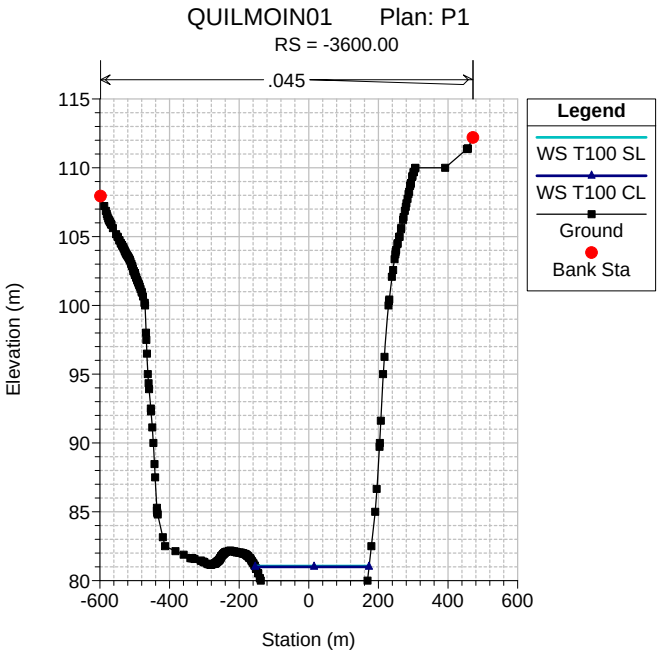

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3100.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

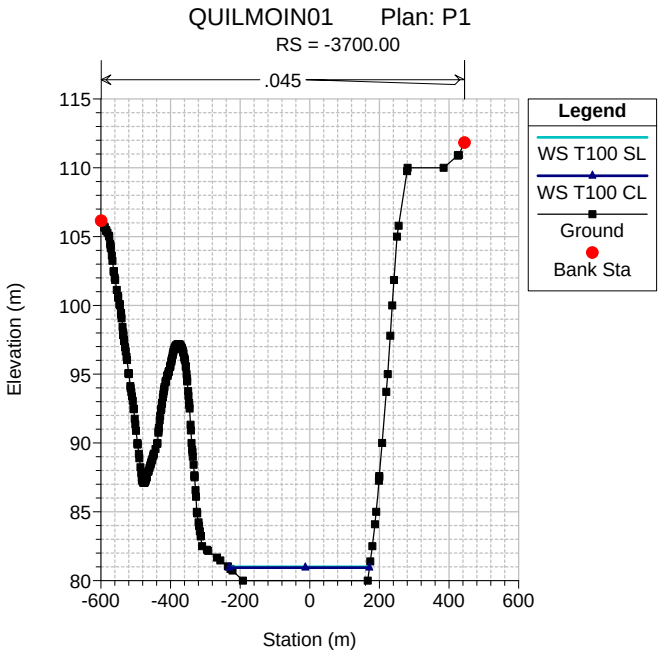

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3200.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

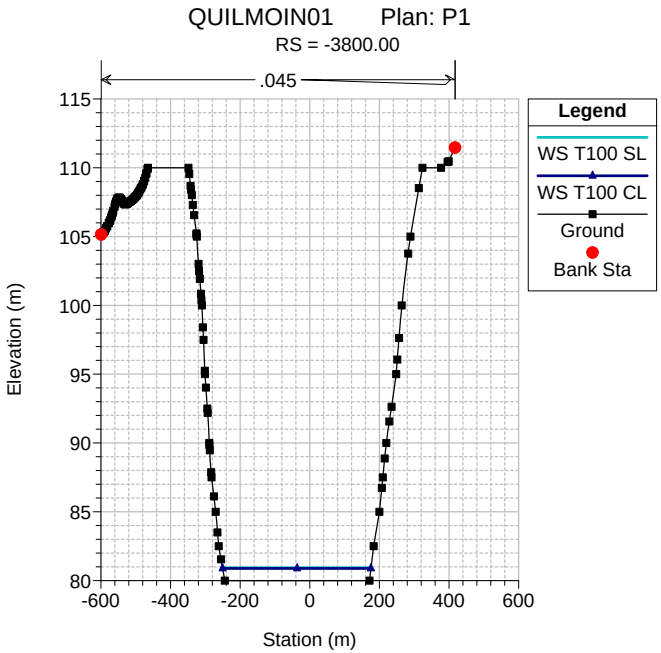

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3300.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

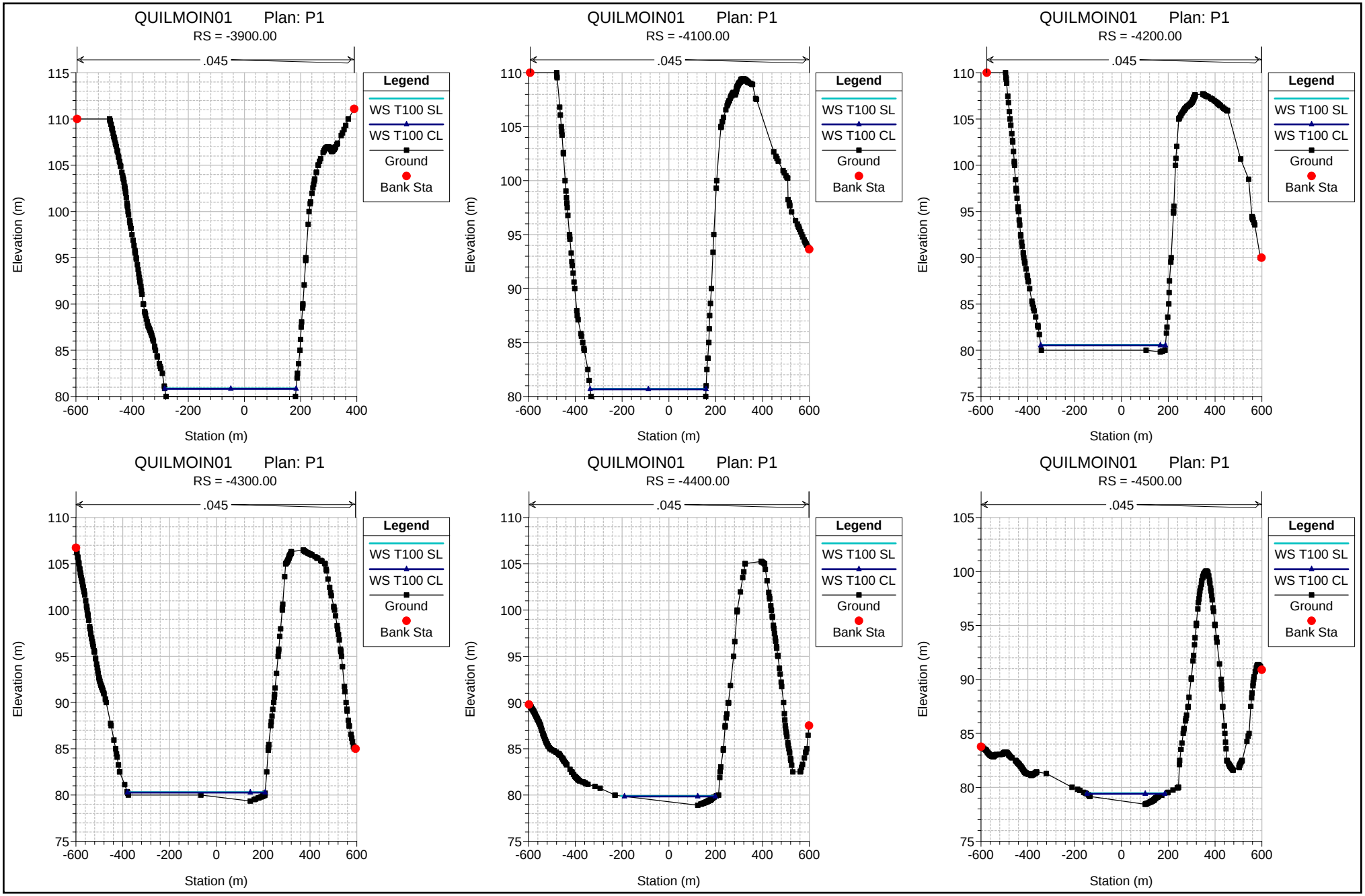

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3400.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

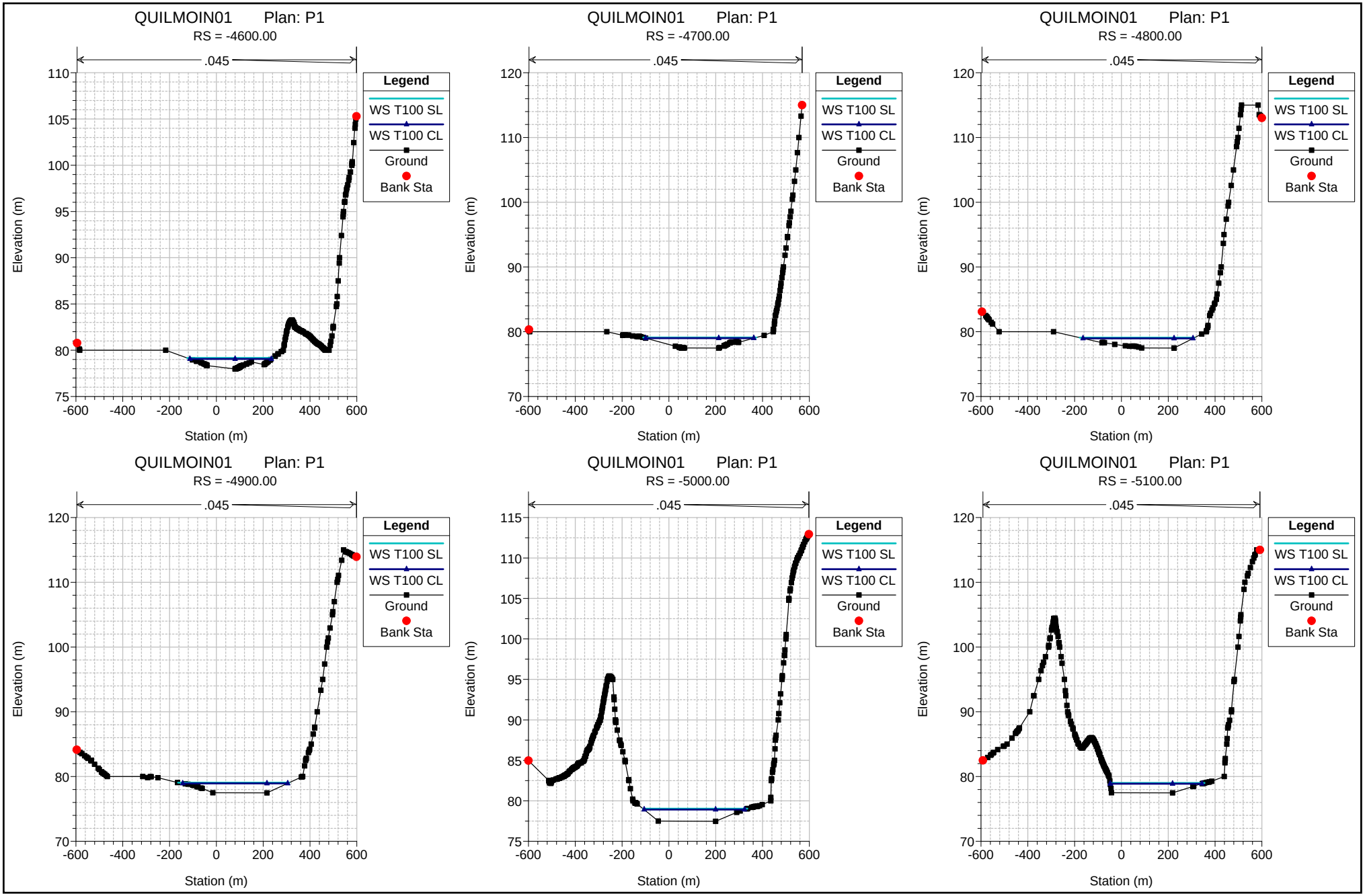

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3500.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

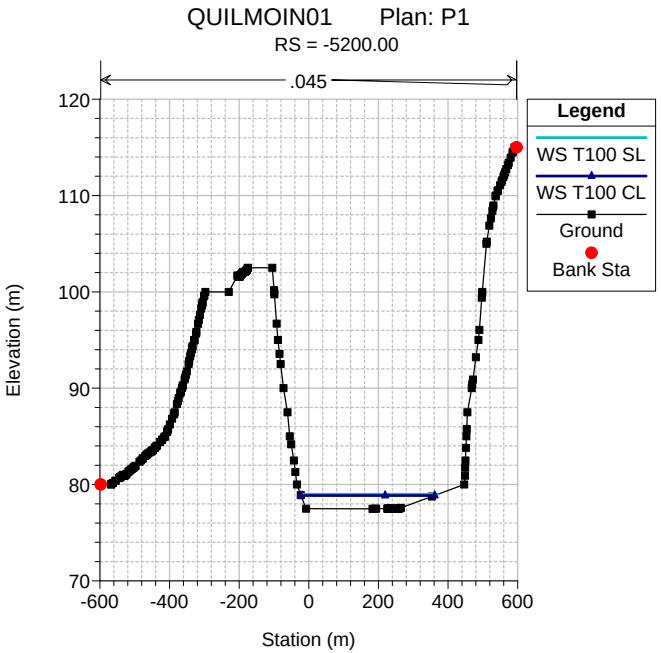

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3600.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

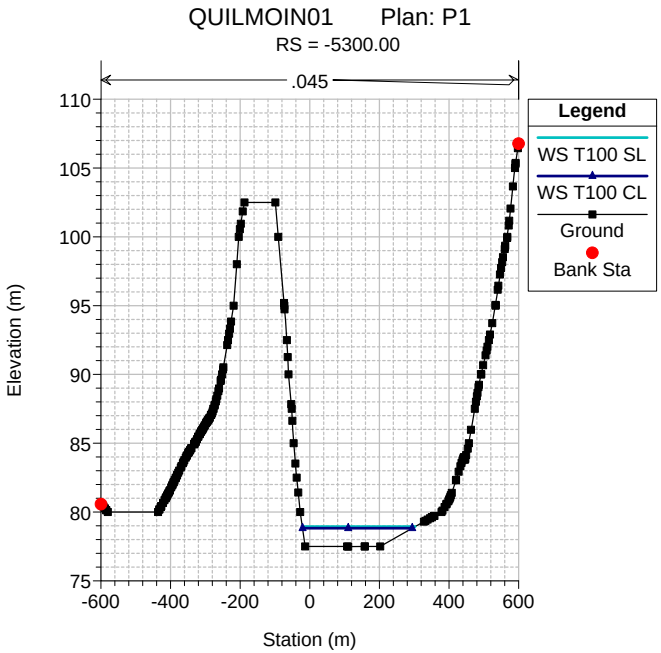

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3700.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

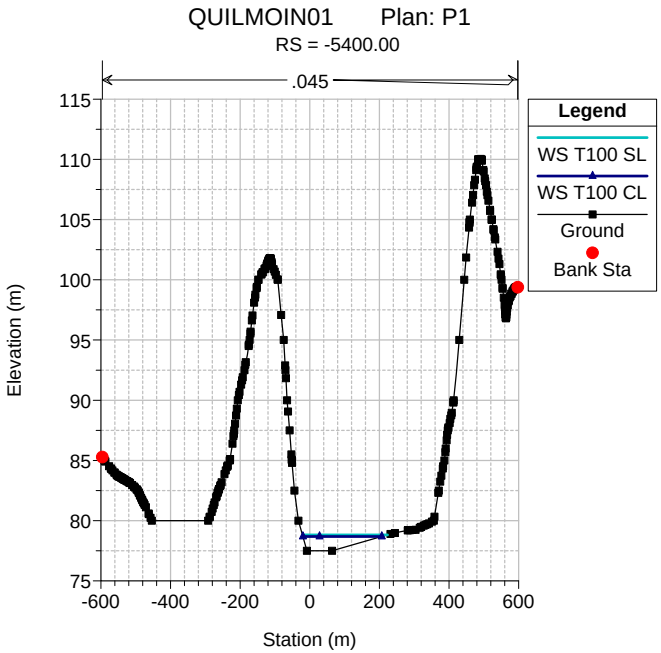

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3800.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

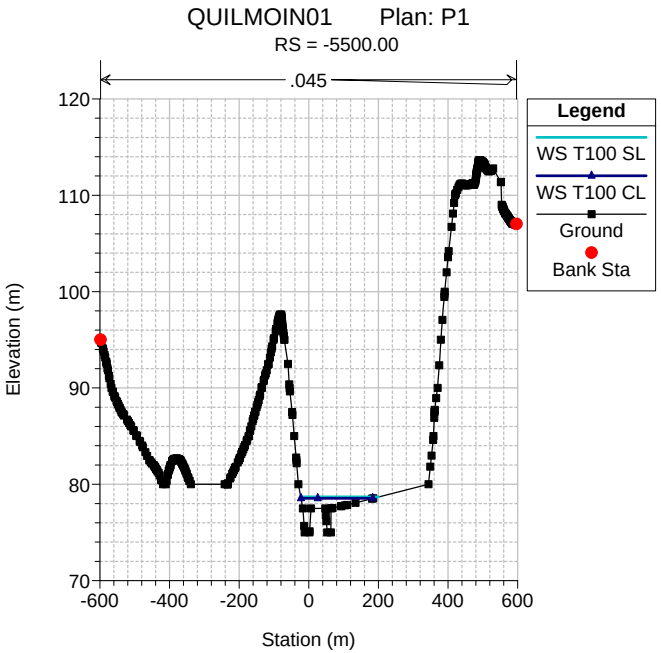

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3900.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4100.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4200.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4300.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4400.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4500.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

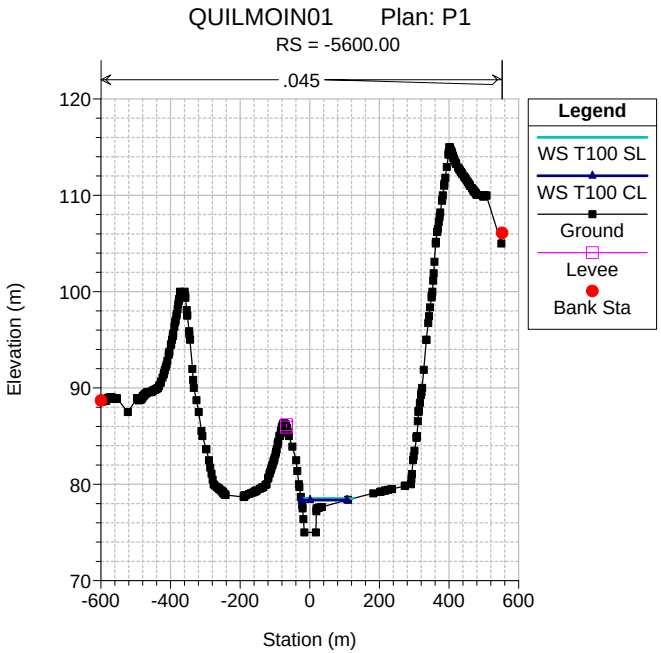

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4600.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4700.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4800.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4900.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5000.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5100.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

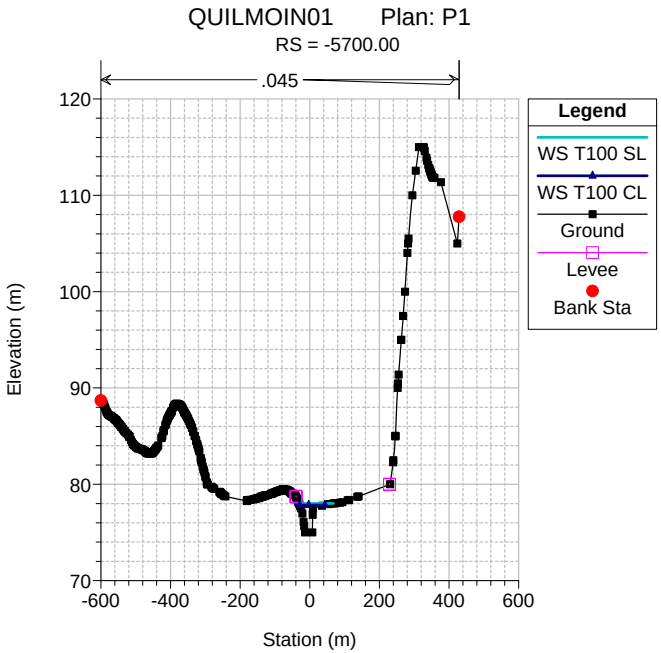

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5200.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

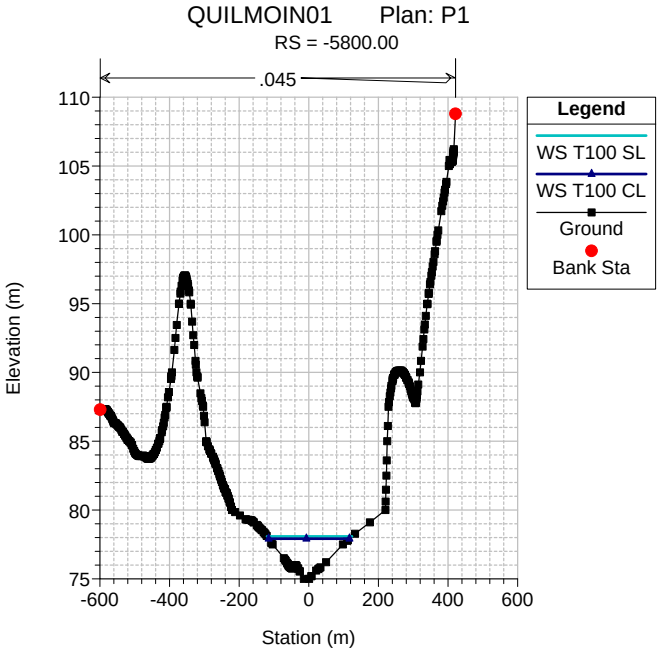

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5300.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

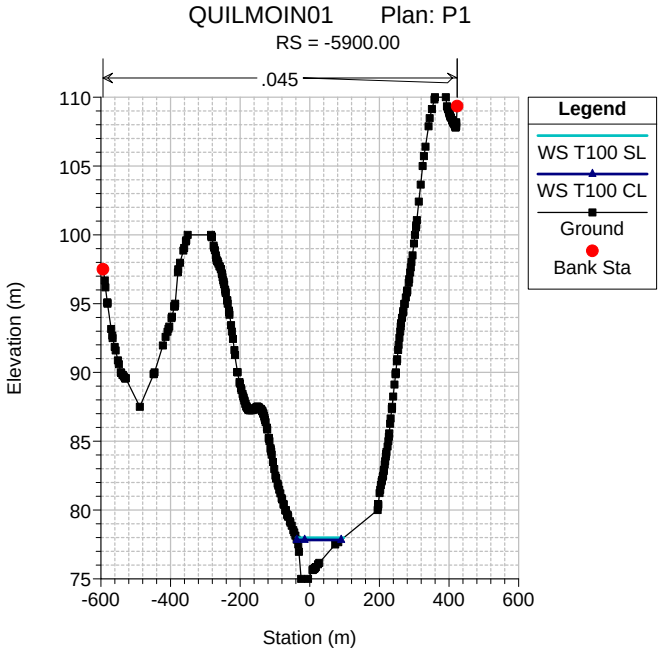

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5400.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

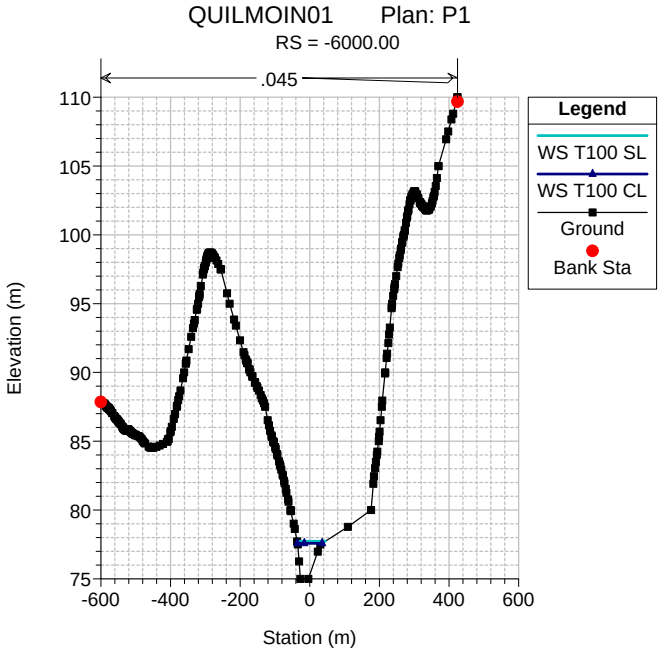

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5500.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

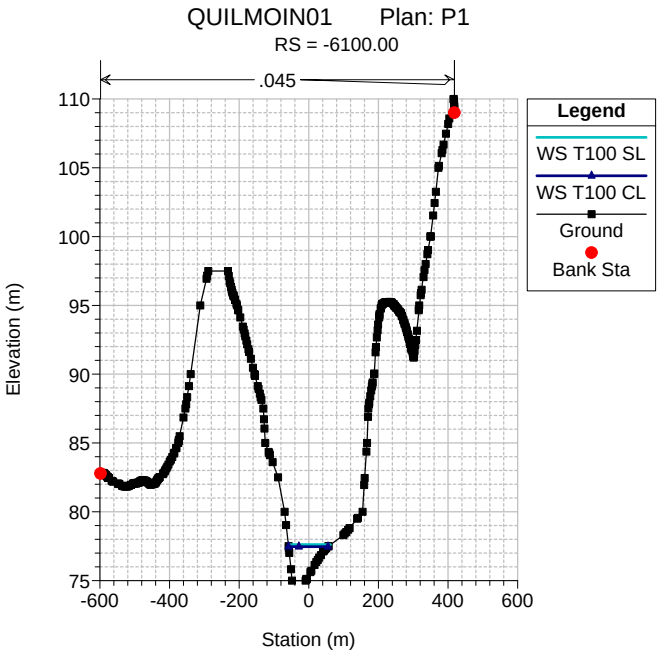

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5600.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

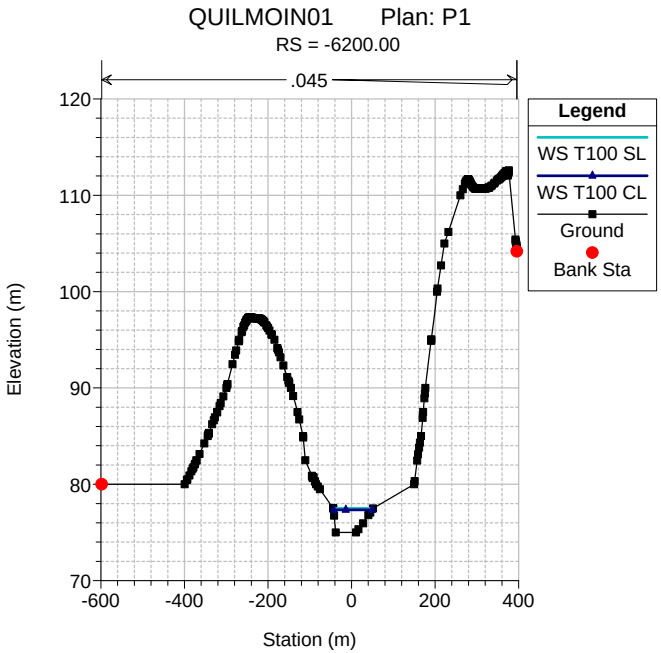

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5700.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

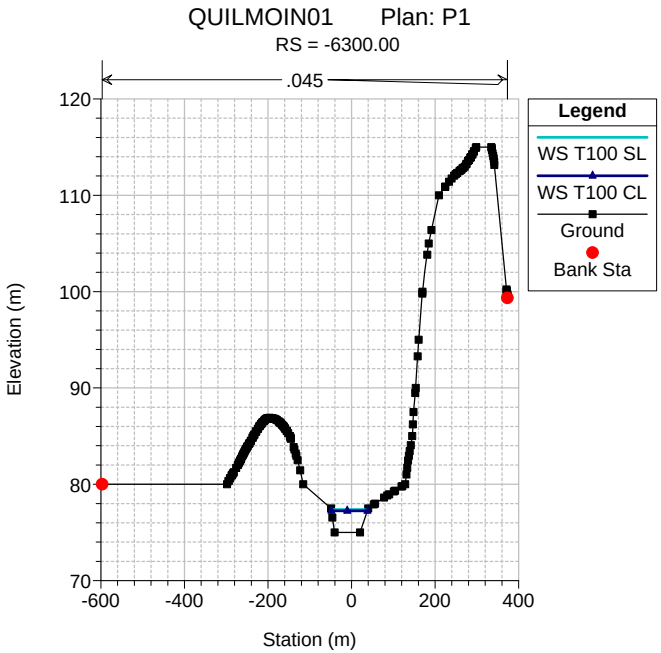

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5800.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

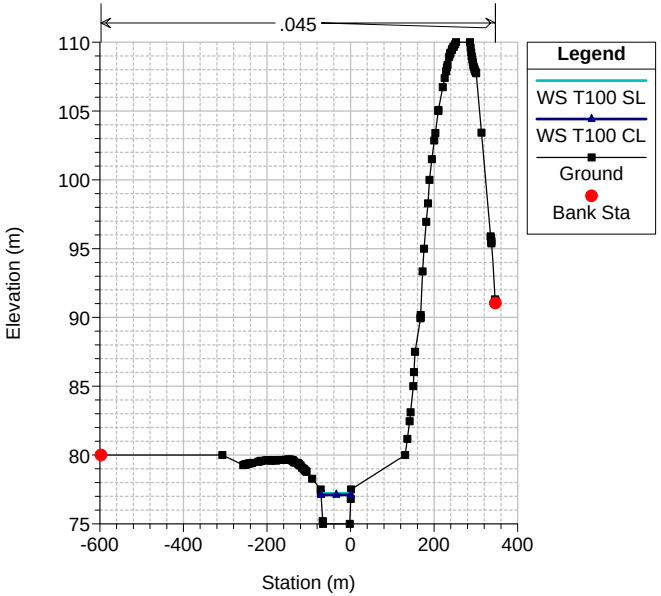

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5900.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

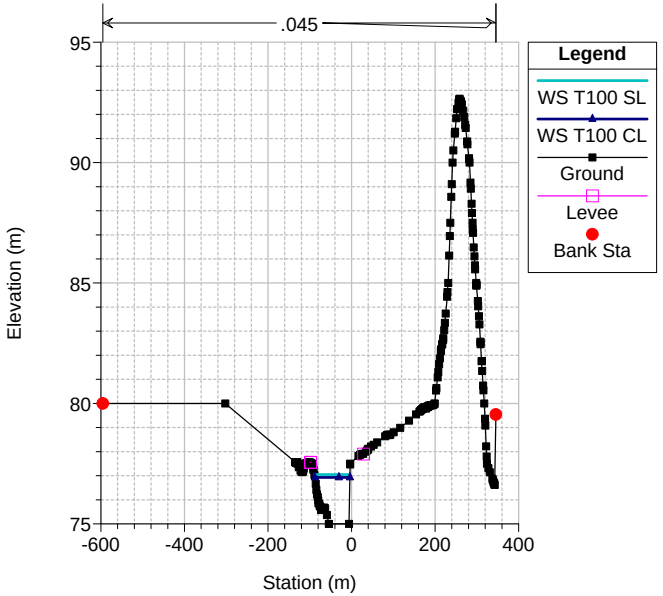

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6000.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

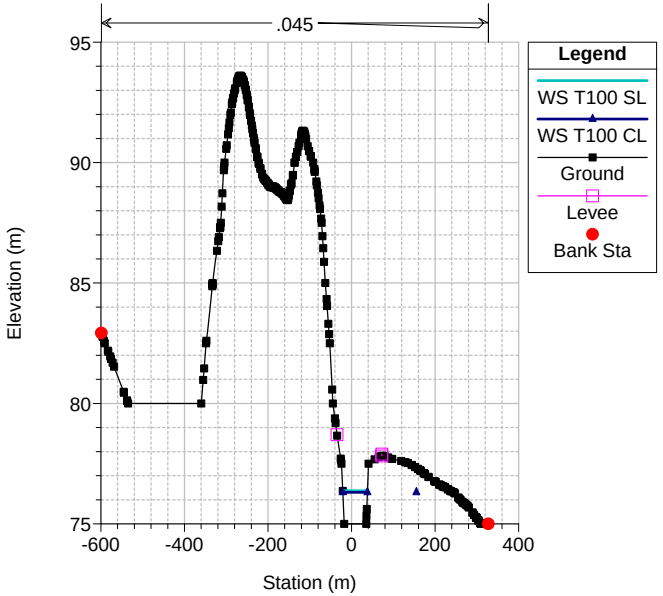

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6100.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

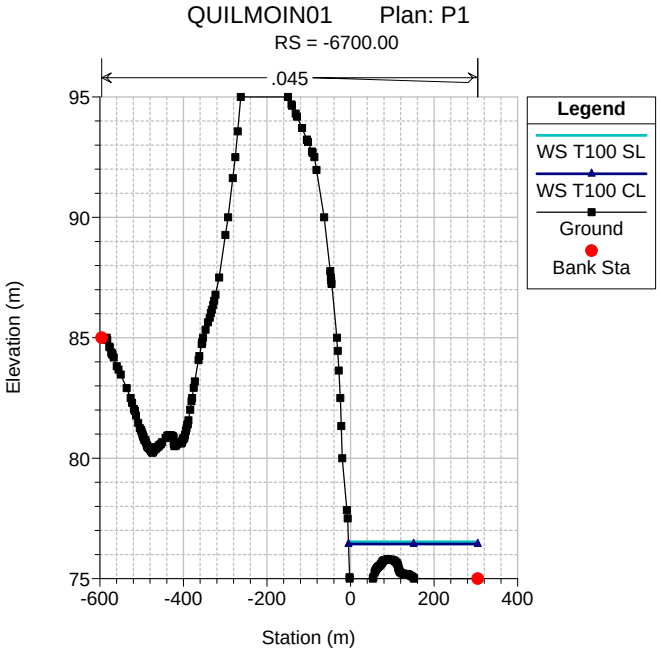

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6200.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

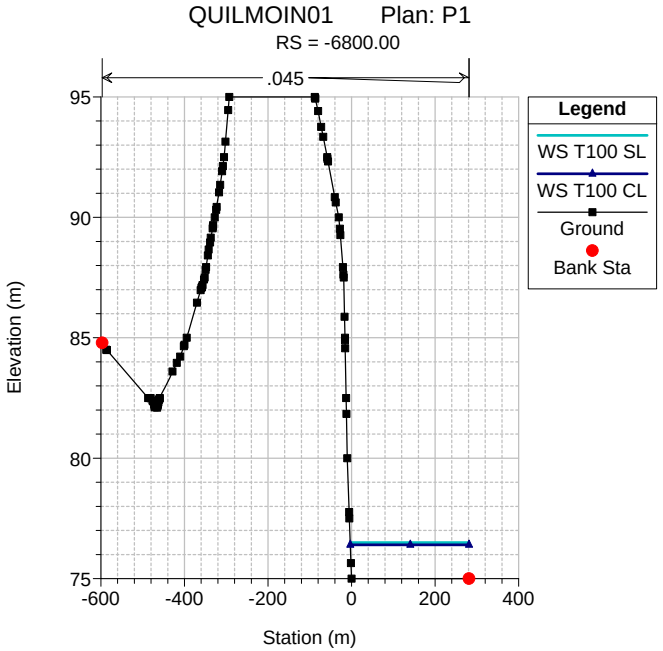

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6300.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

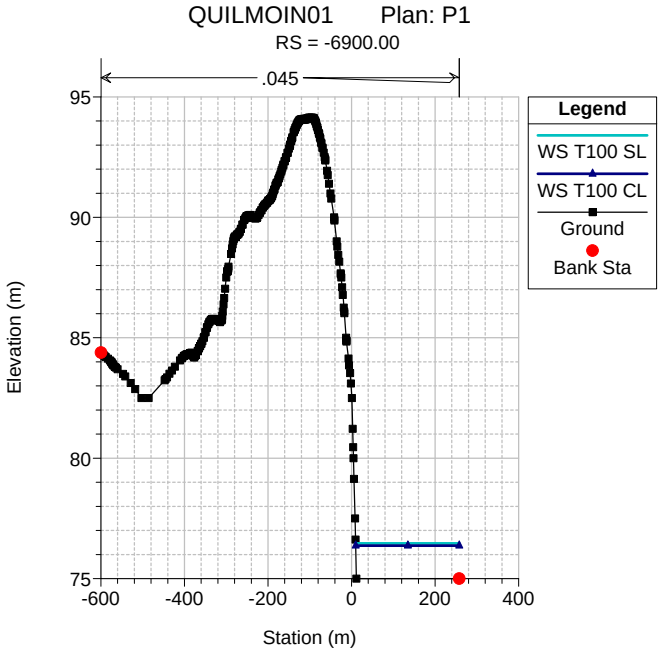

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6400.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

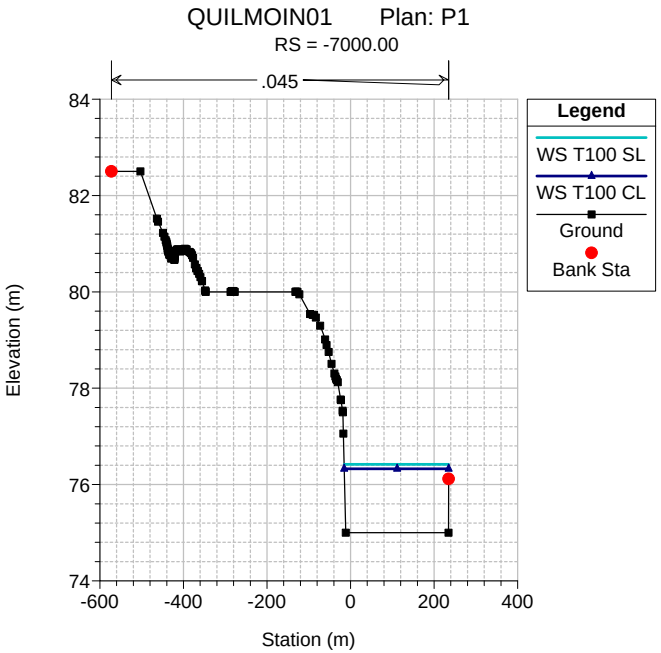

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6500.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

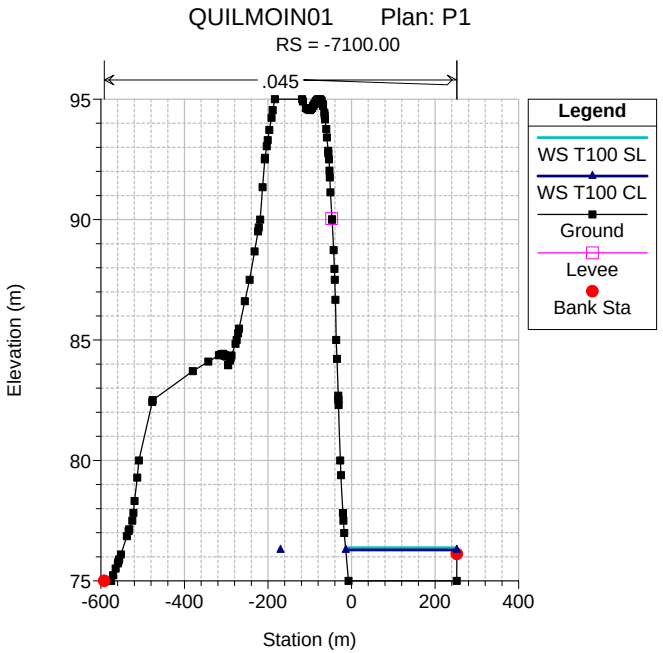

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6600.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

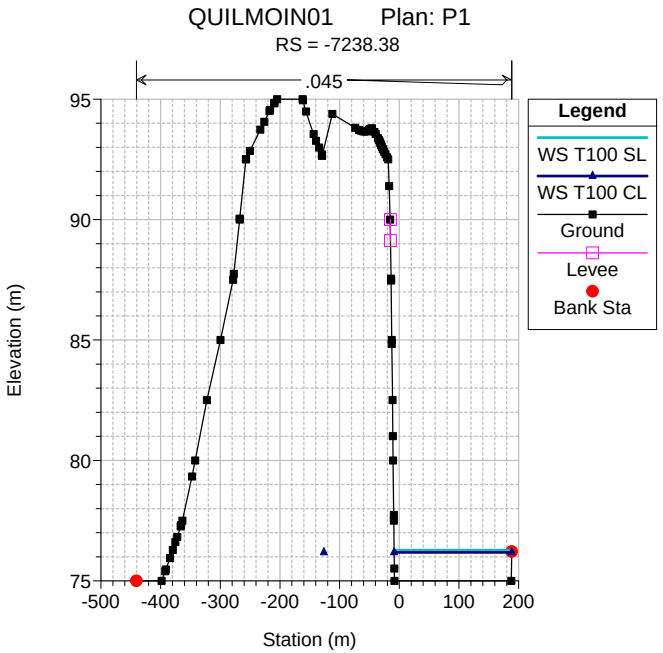

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6700.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6800.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6900.00
.045
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7000.00
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Bank Sta


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7100.00
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Levee
Bank Sta


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7238.38
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T100 SL
WS T100 CL
Ground
Levee
Bank Sta

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	0.000	T100 SL	203.90	85.00	87.05	86.42	87.25	0.004383	2.00	102.08	63.64	0.50
Q	0.000	T100 CL	180.80	85.00	86.96	86.33	87.14	0.004131	1.88	96.28	63.06	0.49
Q	-100.000	T100 SL	203.90	85.00	86.19		86.47	0.017121	2.35	86.72	119.22	0.88
Q	-100.000	T100 CL	180.80	85.00	86.13	86.05	86.39	0.016640	2.25	80.21	115.00	0.86
Q	-200.000	T100 SL	203.90	85.00	86.09		86.12	0.001079	0.70	290.19	307.20	0.23
Q	-200.000	T100 CL	180.80	85.00	86.03		86.06	0.001039	0.67	271.68	303.35	0.22
Q	-300.000	T100 SL	203.90	85.00	86.01		86.03	0.000791	0.60	338.72	358.42	0.20
Q	-300.000	T100 CL	180.80	85.00	85.95		85.97	0.000758	0.57	318.24	355.73	0.19
Q	-400.000	T100 SL	203.90	85.00	85.89		85.92	0.001494	0.77	263.92	309.31	0.27
Q	-400.000	T100 CL	180.80	85.00	85.84		85.86	0.001437	0.73	247.97	307.93	0.26
Q	-500.000	T100 SL	203.90	84.49	85.33	85.33	85.51	0.027980	1.89	107.70	296.05	1.00
Q	-500.000	T100 CL	180.80	84.49	85.30	85.30	85.47	0.028735	1.82	99.35	295.62	1.00
Q	-600.000	T100 SL	203.90	82.50	84.72	83.86	84.76	0.001793	0.90	226.05	240.77	0.30
Q	-600.000	T100 CL	180.80	82.50	84.62	83.79	84.66	0.001872	0.89	202.69	226.80	0.30
Q	-700.000	T100 SL	203.90	82.50	84.60		84.63	0.000982	0.73	277.62	256.27	0.23
Q	-700.000	T100 CL	180.80	82.50	84.50		84.53	0.000989	0.72	252.03	242.32	0.22
Q	-900.000	T100 SL	203.90	82.50	84.53		84.53	0.000262	0.37	546.51	517.16	0.12
Q	-900.000	T100 CL	180.80	82.50	84.42		84.43	0.000272	0.37	493.00	493.07	0.12
Q	-1000.00	T100 SL	203.90	82.50	84.48		84.49	0.000628	0.54	378.85	398.92	0.18
Q	-1000.00	T100 CL	180.80	82.50	84.37		84.39	0.000682	0.54	336.74	378.37	0.18
Q	-1100.00	T100 SL	203.90	82.50	84.40		84.42	0.000791	0.62	330.11	335.81	0.20
Q	-1100.00	T100 CL	180.80	82.50	84.29		84.31	0.000856	0.62	292.84	316.31	0.20
Q	-1200.00	T100 SL	203.90	82.50	84.31		84.33	0.001053	0.69	296.40	318.03	0.23
Q	-1200.00	T100 CL	180.80	82.50	84.18		84.21	0.001199	0.70	257.94	296.70	0.24

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-1300.00	T100 SL	203.90	82.50	84.25		84.26	0.000489	0.53	384.54	342.74	0.16
Q	-1300.00	T100 CL	180.80	82.50	84.11		84.13	0.000539	0.53	340.22	325.30	0.17
Q	-1400.00	T100 SL	203.90	82.50	84.16		84.19	0.001137	0.67	302.30	353.99	0.23
Q	-1400.00	T100 CL	180.80	82.50	84.03		84.05	0.000993	0.69	262.88	270.05	0.22
Q	-1500.00	T100 SL	203.90	82.50	84.14		84.15	0.000178	0.38	537.07	369.81	0.10
Q	-1500.00	T100 CL	180.80	82.50	84.01		84.01	0.000187	0.37	488.39	363.04	0.10
Q	-1600.00	T100 SL	203.90	82.50	84.12		84.13	0.000199	0.41	492.93	324.66	0.11
Q	-1600.00	T100 CL	180.80	82.50	83.99		83.99	0.000209	0.40	449.74	321.25	0.11
Q	-1700.00	T100 SL	203.90	82.50	84.09		84.10	0.000264	0.47	429.75	284.86	0.12
Q	-1700.00	T100 CL	180.80	82.50	83.96		83.97	0.000280	0.46	391.51	282.30	0.13
Q	-1800.00	T100 SL	203.90	82.50	84.06		84.07	0.000348	0.54	375.74	250.75	0.14
Q	-1800.00	T100 CL	180.80	82.50	83.92		83.94	0.000373	0.53	341.59	249.03	0.14
Q	-1900.00	T100 SL	203.90	82.50	84.02		84.04	0.000433	0.60	341.89	233.07	0.16
Q	-1900.00	T100 CL	180.80	82.50	83.88		83.89	0.000470	0.58	309.44	231.54	0.16
Q	-2000.00	T100 SL	203.90	82.50	83.94		83.98	0.000831	0.80	255.73	183.90	0.22
Q	-2000.00	T100 CL	180.80	82.50	83.80		83.83	0.000935	0.79	229.00	182.54	0.23
Q	-2100.00	T100 SL	203.90	82.18	83.86		83.89	0.000826	0.82	248.41	170.23	0.22
Q	-2100.00	T100 CL	180.80	82.18	83.70		83.74	0.000930	0.81	221.94	168.20	0.23
Q	-2200.00	T100 SL	203.90	81.18	83.84		83.85	0.000195	0.51	401.48	191.78	0.11
Q	-2200.00	T100 CL	180.80	81.18	83.68		83.69	0.000197	0.49	371.41	189.96	0.11
Q	-2300.00	T100 SL	203.90	80.18	83.83		83.84	0.000074	0.34	592.04	244.70	0.07
Q	-2300.00	T100 CL	180.80	80.18	83.67		83.68	0.000072	0.33	553.59	242.93	0.07
Q	-2400.00	T100 SL	203.90	80.00	83.60	82.06	83.80	0.003580	1.97	103.45	54.92	0.46

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-2400.00	T100 CL	180.80	80.00	83.46	81.91	83.64	0.003208	1.88	96.13	50.33	0.43
Q	-2700.00	T100 SL	203.90	80.00	81.99		82.14	0.009388	1.69	120.63	173.27	0.65
Q	-2700.00	T100 CL	180.80	80.00	81.91		82.05	0.010110	1.70	106.59	160.99	0.67
Q	-2800.00	T100 SL	203.90	80.00	81.75		81.79	0.001545	0.89	228.26	220.64	0.28
Q	-2800.00	T100 CL	180.80	80.00	81.67		81.71	0.001514	0.86	210.23	211.93	0.28
Q	-2900.00	T100 SL	203.90	80.00	81.62		81.65	0.001293	0.84	243.01	225.76	0.26
Q	-2900.00	T100 CL	180.80	80.00	81.54		81.57	0.001251	0.80	225.32	218.40	0.25
Q	-3000.00	T100 SL	203.90	80.00	81.47		81.51	0.001525	0.86	236.59	239.04	0.28
Q	-3000.00	T100 CL	180.80	80.00	81.40		81.43	0.001488	0.83	218.81	231.16	0.27
Q	-3100.00	T100 SL	203.90	80.00	81.39		81.41	0.000655	0.59	342.97	320.94	0.18
Q	-3100.00	T100 CL	180.80	80.00	81.32		81.33	0.000632	0.57	319.61	313.66	0.18
Q	-3200.00	T100 SL	203.90	80.00	81.33		81.35	0.000569	0.57	359.23	324.02	0.17
Q	-3200.00	T100 CL	180.80	80.00	81.26		81.27	0.000543	0.54	336.37	318.17	0.17
Q	-3300.00	T100 SL	203.90	80.00	81.26		81.28	0.000742	0.64	320.78	298.00	0.20
Q	-3300.00	T100 CL	180.80	80.00	81.19		81.21	0.000707	0.60	300.77	293.12	0.19
Q	-3400.00	T100 SL	203.90	80.00	81.20		81.22	0.000528	0.55	372.91	336.65	0.17
Q	-3400.00	T100 CL	180.80	80.00	81.14		81.15	0.000505	0.52	351.01	334.94	0.16
Q	-3500.00	T100 SL	203.90	80.00	81.13		81.16	0.000762	0.65	313.42	286.81	0.20
Q	-3500.00	T100 CL	180.80	80.00	81.07		81.09	0.000722	0.61	295.89	285.64	0.19
Q	-3600.00	T100 SL	203.90	80.00	81.06		81.08	0.000721	0.61	336.19	328.04	0.19
Q	-3600.00	T100 CL	180.80	80.00	81.00		81.02	0.000684	0.57	317.32	326.87	0.18
Q	-3700.00	T100 SL	203.90	80.00	81.00		81.01	0.000634	0.54	380.23	405.32	0.18
Q	-3700.00	T100 CL	180.80	80.00	80.94		80.96	0.000604	0.50	358.15	402.77	0.17

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-3800.00	T100 SL	203.90	80.00	80.94		80.95	0.000604	0.52	393.94	426.67	0.17
Q	-3800.00	T100 CL	180.80	80.00	80.88		80.90	0.000574	0.49	371.90	426.05	0.17
Q	-3900.00	T100 SL	203.90	80.00	80.88		80.89	0.000616	0.50	406.47	468.40	0.17
Q	-3900.00	T100 CL	180.80	80.00	80.83		80.84	0.000587	0.47	383.62	467.98	0.17
Q	-4100.00	T100 SL	203.90	80.00	80.71		80.73	0.001103	0.58	349.04	495.29	0.22
Q	-4100.00	T100 CL	180.80	80.00	80.67		80.68	0.001059	0.55	328.61	494.98	0.22
Q	-4200.00	T100 SL	203.90	79.81	80.56		80.58	0.001919	0.67	304.30	532.81	0.28
Q	-4200.00	T100 CL	180.80	79.81	80.52		80.54	0.001876	0.63	285.01	532.49	0.28
Q	-4300.00	T100 SL	203.90	79.35	80.31		80.34	0.003278	0.76	269.74	588.87	0.36
Q	-4300.00	T100 CL	180.80	79.35	80.27		80.30	0.003423	0.73	247.60	588.18	0.36
Q	-4400.00	T100 SL	203.90	78.89	79.90		79.95	0.004637	0.97	209.51	406.23	0.43
Q	-4400.00	T100 CL	180.80	78.89	79.85		79.90	0.004634	0.94	191.37	387.76	0.43
Q	-4500.00	T100 SL	203.90	78.43	79.45		79.50	0.004303	1.02	200.22	342.86	0.43
Q	-4500.00	T100 CL	180.80	78.43	79.39		79.44	0.004461	0.99	182.00	332.40	0.43
Q	-4600.00	T100 SL	203.90	77.97	79.16		79.20	0.002202	0.81	250.96	364.88	0.31
Q	-4600.00	T100 CL	180.80	77.97	79.06		79.09	0.002799	0.85	213.18	347.91	0.35
Q	-4700.00	T100 SL	203.90	77.48	79.11		79.12	0.000311	0.40	505.18	483.60	0.13
Q	-4700.00	T100 CL	180.80	77.48	79.00		79.01	0.000332	0.40	452.43	461.83	0.13
Q	-4800.00	T100 SL	203.90	77.48	79.08		79.09	0.000282	0.39	523.23	490.16	0.12
Q	-4800.00	T100 CL	180.80	77.48	78.97		78.98	0.000303	0.39	468.67	470.12	0.12
Q	-4900.00	T100 SL	203.90	77.48	79.06		79.06	0.000258	0.38	531.11	475.64	0.12
Q	-4900.00	T100 CL	180.80	77.48	78.94		78.95	0.000266	0.38	477.94	448.68	0.12
Q	-5000.00	T100 SL	203.90	77.48	79.03		79.04	0.000240	0.39	528.56	446.12	0.11
Q	-5000.00	T100 CL	180.80	77.48	78.92		78.92	0.000251	0.38	477.78	429.07	0.11

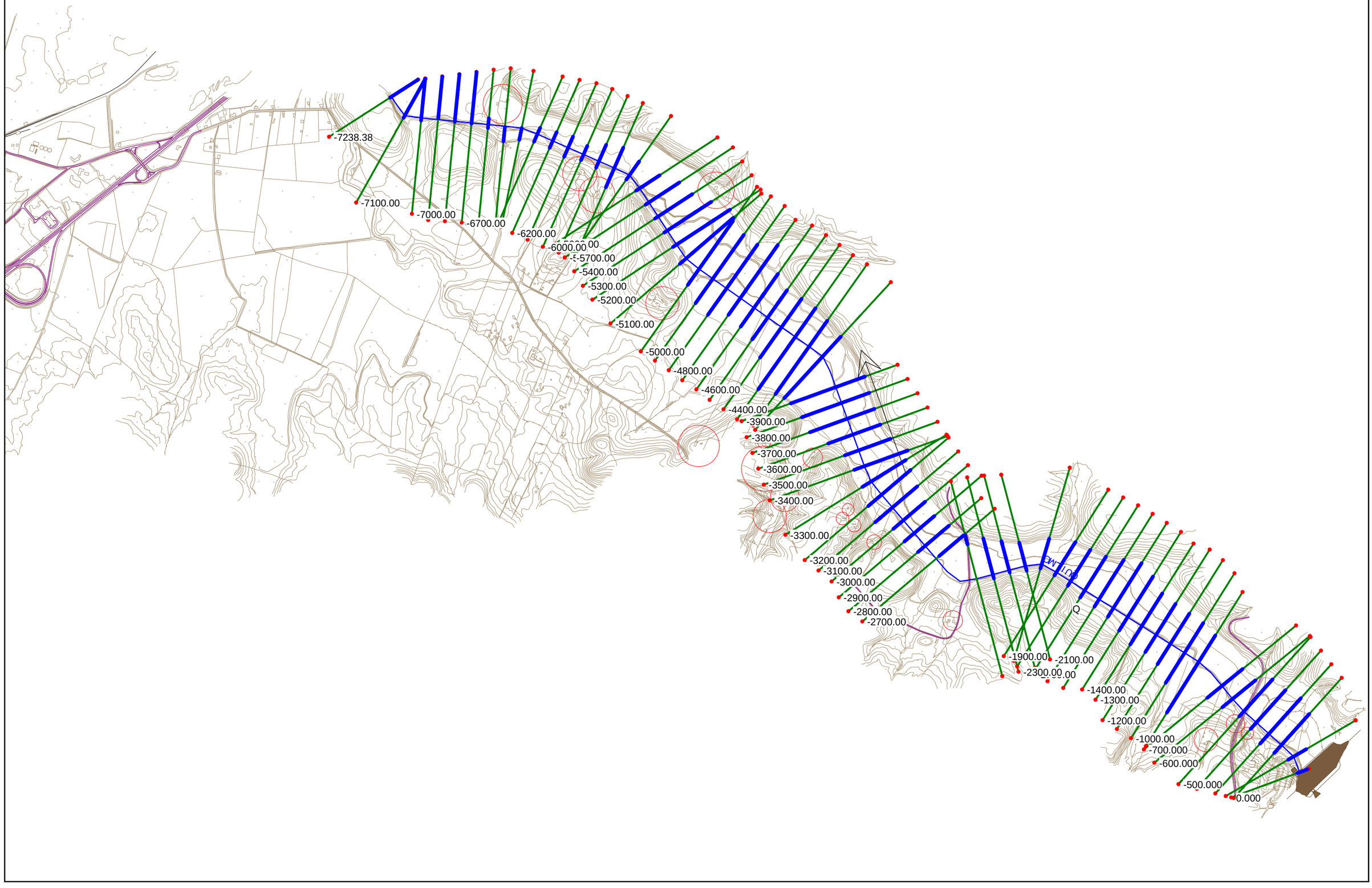
HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

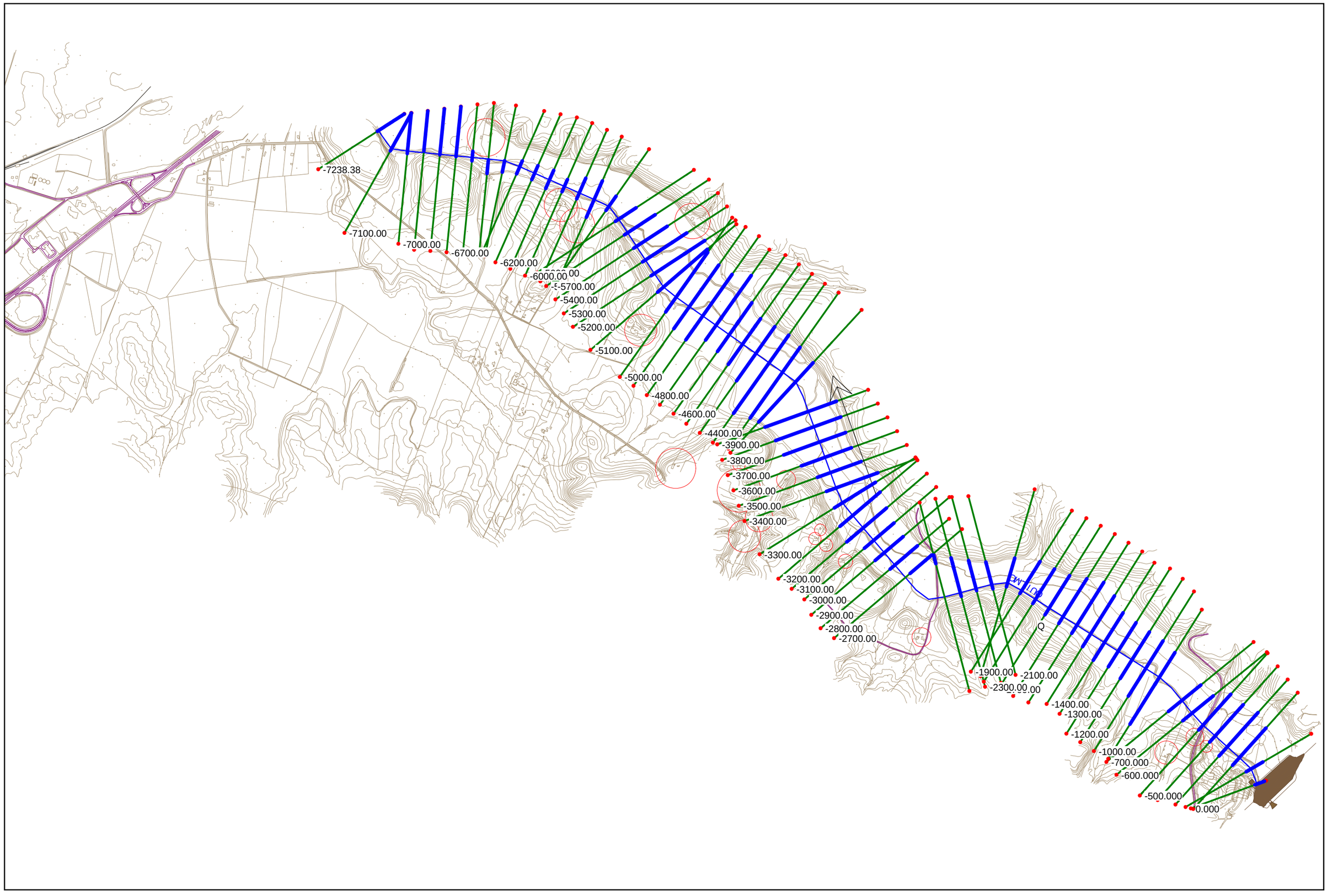
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-5100.00	T100 SL	203.90	77.48	79.01		79.02	0.000245	0.40	504.75	403.47	0.12
Q	-5100.00	T100 CL	180.80	77.48	78.89		78.90	0.000256	0.39	458.25	391.72	0.12
Q	-5200.00	T100 SL	203.90	77.48	78.98		78.99	0.000258	0.41	492.95	394.74	0.12
Q	-5200.00	T100 CL	180.80	77.48	78.86		78.87	0.000272	0.40	446.90	384.77	0.12
Q	-5300.00	T100 SL	203.90	77.48	78.94		78.96	0.000432	0.52	390.29	324.22	0.15
Q	-5300.00	T100 CL	180.80	77.48	78.82		78.84	0.000462	0.51	351.92	315.20	0.16
Q	-5400.00	T100 SL	203.90	77.50	78.82		78.87	0.002371	0.97	209.13	244.47	0.34
Q	-5400.00	T100 CL	180.80	77.50	78.69		78.74	0.002929	1.02	177.24	226.82	0.37
Q	-5500.00	T100 SL	203.90	75.00	78.69		78.72	0.000971	0.77	265.55	223.59	0.22
Q	-5500.00	T100 CL	180.80	75.00	78.53		78.57	0.001071	0.78	232.35	206.09	0.23
Q	-5600.00	T100 SL	203.90	75.00	78.53	76.54	78.59	0.001803	1.09	187.68	149.86	0.31
Q	-5600.00	T100 CL	180.80	75.00	78.36	76.42	78.42	0.001845	1.10	164.63	131.37	0.31
Q	-5700.00	T100 SL	203.90	75.00	78.02	76.97	78.23	0.008729	2.05	99.34	99.33	0.66
Q	-5700.00	T100 CL	180.80	75.00	77.84	76.83	78.07	0.007717	2.14	84.56	72.04	0.63
Q	-5800.00	T100 SL	203.90	75.00	78.08		78.09	0.000270	0.51	401.05	243.84	0.13
Q	-5800.00	T100 CL	180.80	75.00	77.92		77.93	0.000279	0.50	362.46	232.29	0.13
Q	-5900.00	T100 SL	203.90	75.00	77.99		78.04	0.001090	0.97	210.02	137.50	0.25
Q	-5900.00	T100 CL	180.80	75.00	77.83		77.88	0.001111	0.96	188.46	127.45	0.25
Q	-6000.00	T100 SL	203.90	75.00	77.73		77.86	0.002929	1.61	126.62	81.23	0.41
Q	-6000.00	T100 CL	180.80	75.00	77.58		77.70	0.002634	1.57	115.06	70.65	0.39
Q	-6100.00	T100 SL	203.90	75.00	77.61		77.67	0.001146	1.04	196.60	121.05	0.26
Q	-6100.00	T100 CL	180.80	75.00	77.47		77.52	0.001105	1.01	179.78	112.86	0.25
Q	-6200.00	T100 SL	203.90	75.00	77.49		77.55	0.001127	1.14	179.34	94.71	0.26

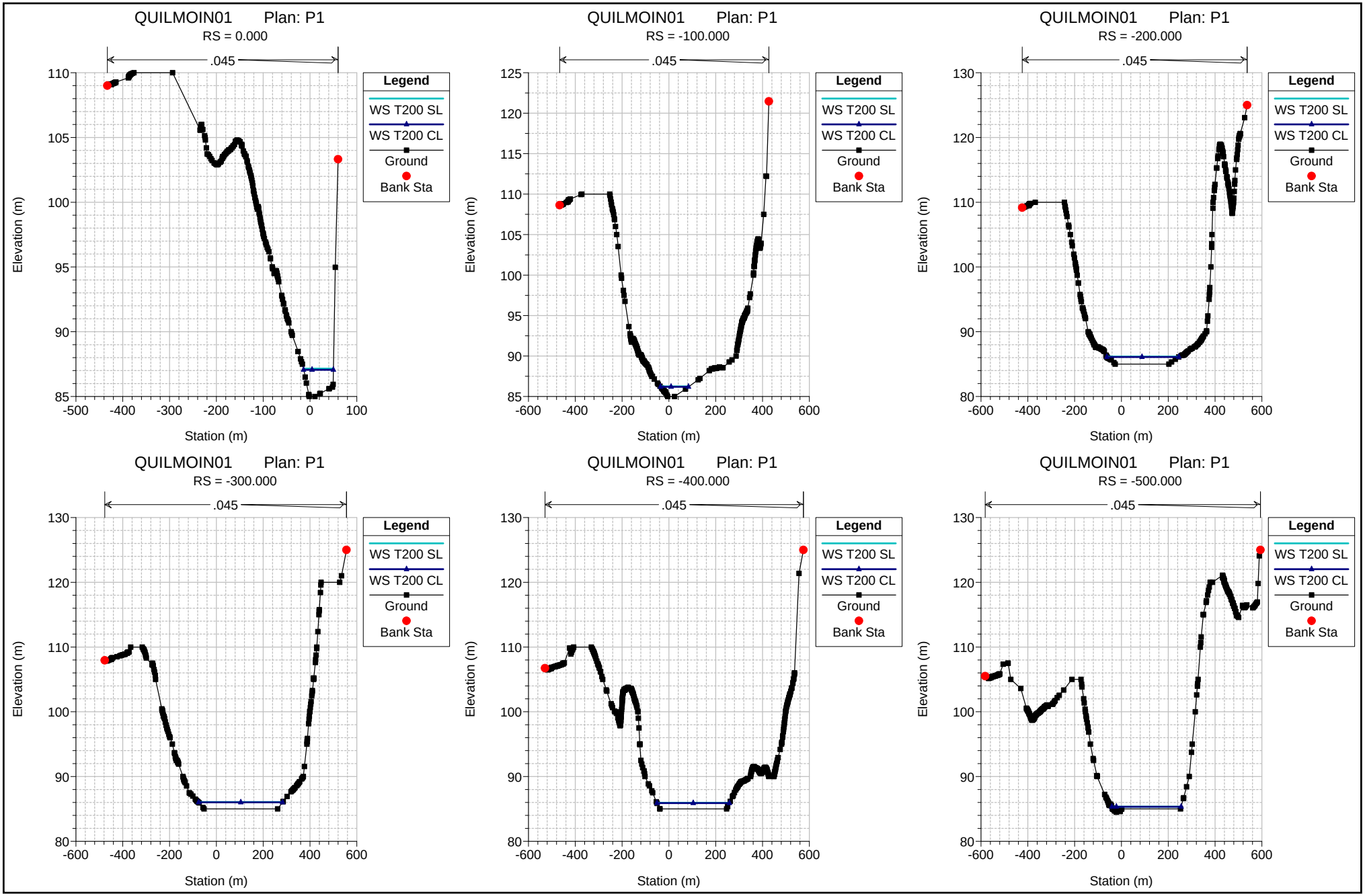
HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

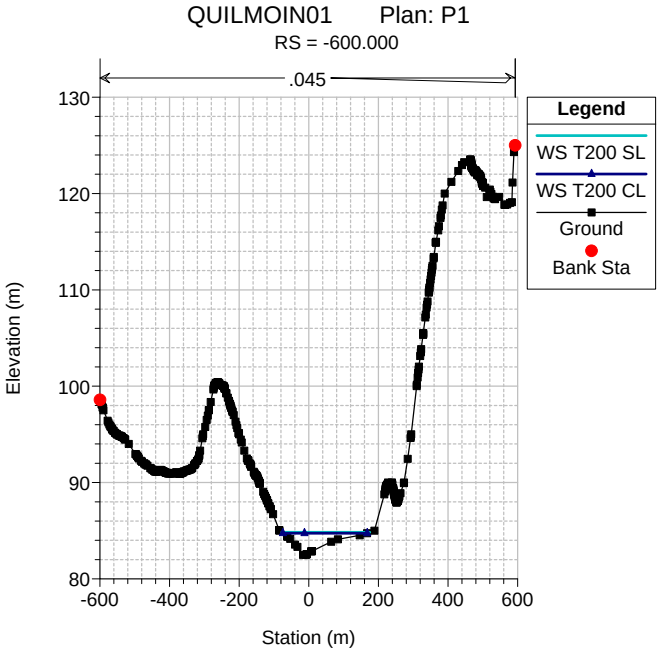
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-6200.00	T100 CL	180.80	75.00	77.35		77.41	0.001096	1.09	166.47	92.27	0.26
Q	-6300.00	T100 SL	203.90	75.00	77.37		77.44	0.001070	1.16	176.32	87.37	0.26
Q	-6300.00	T100 CL	180.80	75.00	77.24		77.30	0.001030	1.10	164.81	85.91	0.25
Q	-6400.00	T100 SL	203.90	75.00	77.23		77.32	0.001389	1.34	151.61	72.02	0.30
Q	-6400.00	T100 CL	180.80	75.00	77.10		77.18	0.001324	1.27	142.71	71.58	0.29
Q	-6500.00	T100 SL	203.90	75.00	77.05	76.11	77.15	0.002048	1.42	144.05	85.35	0.35
Q	-6500.00	T100 CL	180.80	75.00	76.93	76.04	77.02	0.002012	1.35	133.93	84.13	0.34
Q	-6600.00	T100 SL	203.90	75.00	76.37	76.13	76.73	0.010263	2.66	76.73	59.28	0.75
Q	-6600.00	T100 CL	180.80	75.00	76.31	76.05	76.62	0.009473	2.48	72.96	58.97	0.71
Q	-6700.00	T100 SL	203.90	75.00	76.53		76.54	0.000306	0.48	425.87	309.65	0.13
Q	-6700.00	T100 CL	180.80	75.00	76.43		76.44	0.000305	0.46	396.65	309.47	0.13
Q	-6800.00	T100 SL	203.90	75.00	76.50		76.51	0.000278	0.48	423.71	284.29	0.13
Q	-6800.00	T100 CL	180.80	75.00	76.40		76.42	0.000271	0.46	397.06	284.09	0.12
Q	-6900.00	T100 SL	203.90	75.00	76.46		76.48	0.000396	0.56	361.15	248.18	0.15
Q	-6900.00	T100 CL	180.80	75.00	76.37		76.38	0.000387	0.53	338.20	248.05	0.15
Q	-7000.00	T100 SL	203.90	75.00	76.42		76.44	0.000435	0.58	351.95	250.25	0.16
Q	-7000.00	T100 CL	180.80	75.00	76.33		76.34	0.000427	0.55	329.04	249.99	0.15
Q	-7100.00	T100 SL	203.90	75.00	76.38	75.40	76.39	0.000431	0.56	361.48	266.36	0.15
Q	-7100.00	T100 CL	180.80	75.00	76.28	75.37	76.30	0.000426	0.54	337.24	265.90	0.15
Q	-7238.38	T100 SL	203.90	75.00	76.27	75.48	76.30	0.001000	0.82	249.31	197.01	0.23
Q	-7238.38	T100 CL	180.80	75.00	76.18	75.44	76.21	0.001001	0.78	231.86	196.96	0.23

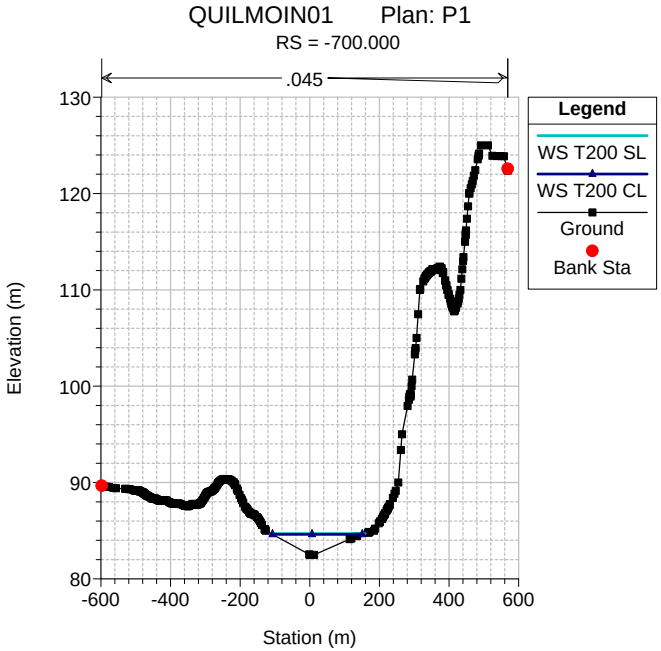
T: 200 AÑOS

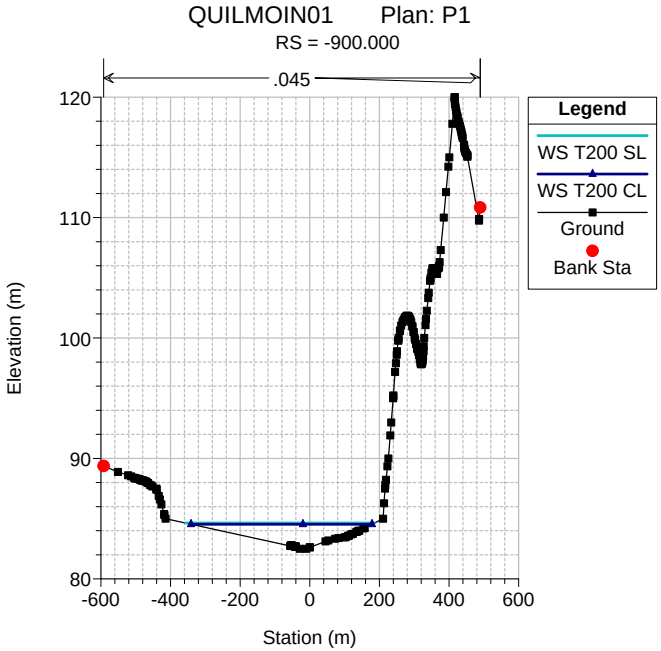

-7238.38
-7100.00
-7000.00
-6700.00
-6200.00
-6000.00
-5700.00
-5400.00
-5300.00
-5200.00
-5100.00
-5000.00
-4800.00
-4600.00
-4400.00
-3900.00
-3800.00
-3700.00
-3600.00
-3500.00
-3400.00
-3300.00
-3200.00
-3100.00
-3000.00
-2900.00
-2800.00
-2700.00
-1900.00
-2100.00
-2300.00
-1400.00
-1300.00
-1200.00
-1000.00
-700.000
-600.000
-500.000
0.000

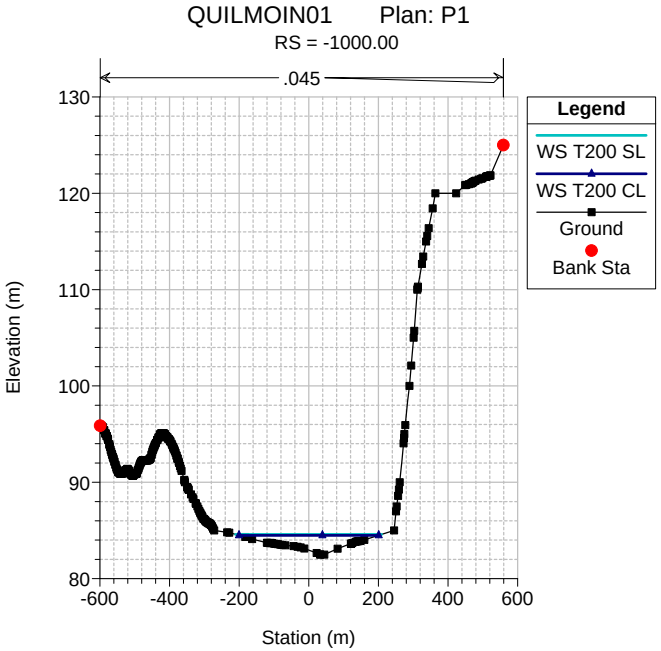

-7238.38
-7100.00
-7000.00
-6700.00
-6200.00
-6000.00
-5700.00
-5400.00
-5300.00
-5200.00
-5100.00
-5000.00
-4800.00
-4600.00
-4400.00
-3900.00
-3800.00
-3700.00
-3600.00
-3500.00
-3400.00
-3300.00
-3200.00
-3100.00
-3000.00
-2900.00
-2800.00
-2700.00
-1900.00
-2100.00
-2300.00
-1400.00
-1300.00
-1200.00
-1000.00
-700.000
-600.000
-500.000
0.000

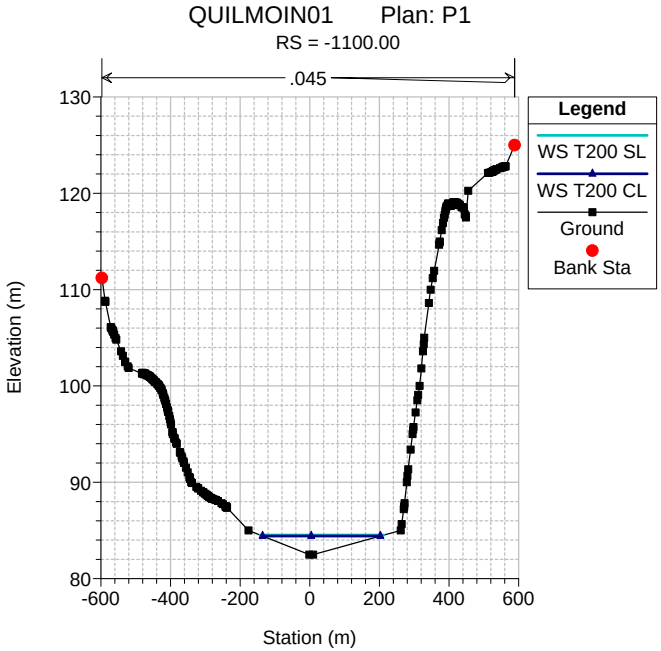

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = 0.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -100.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -200.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -300.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -400.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -500.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

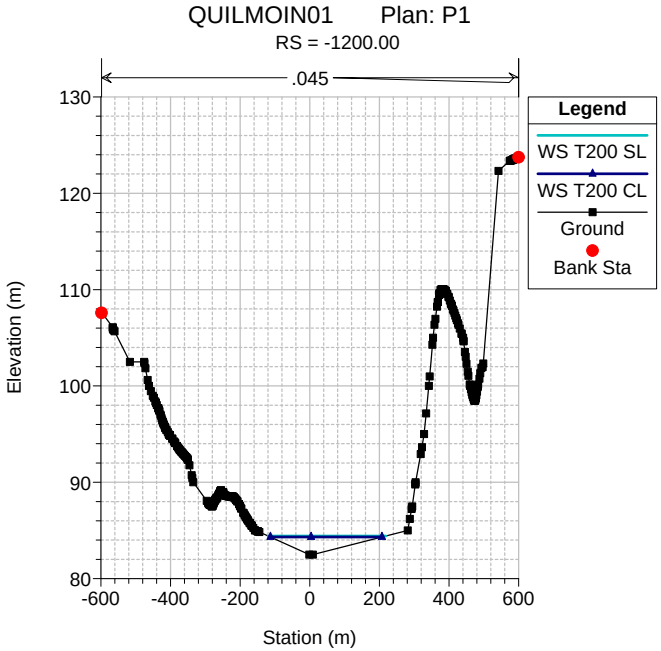

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -600.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

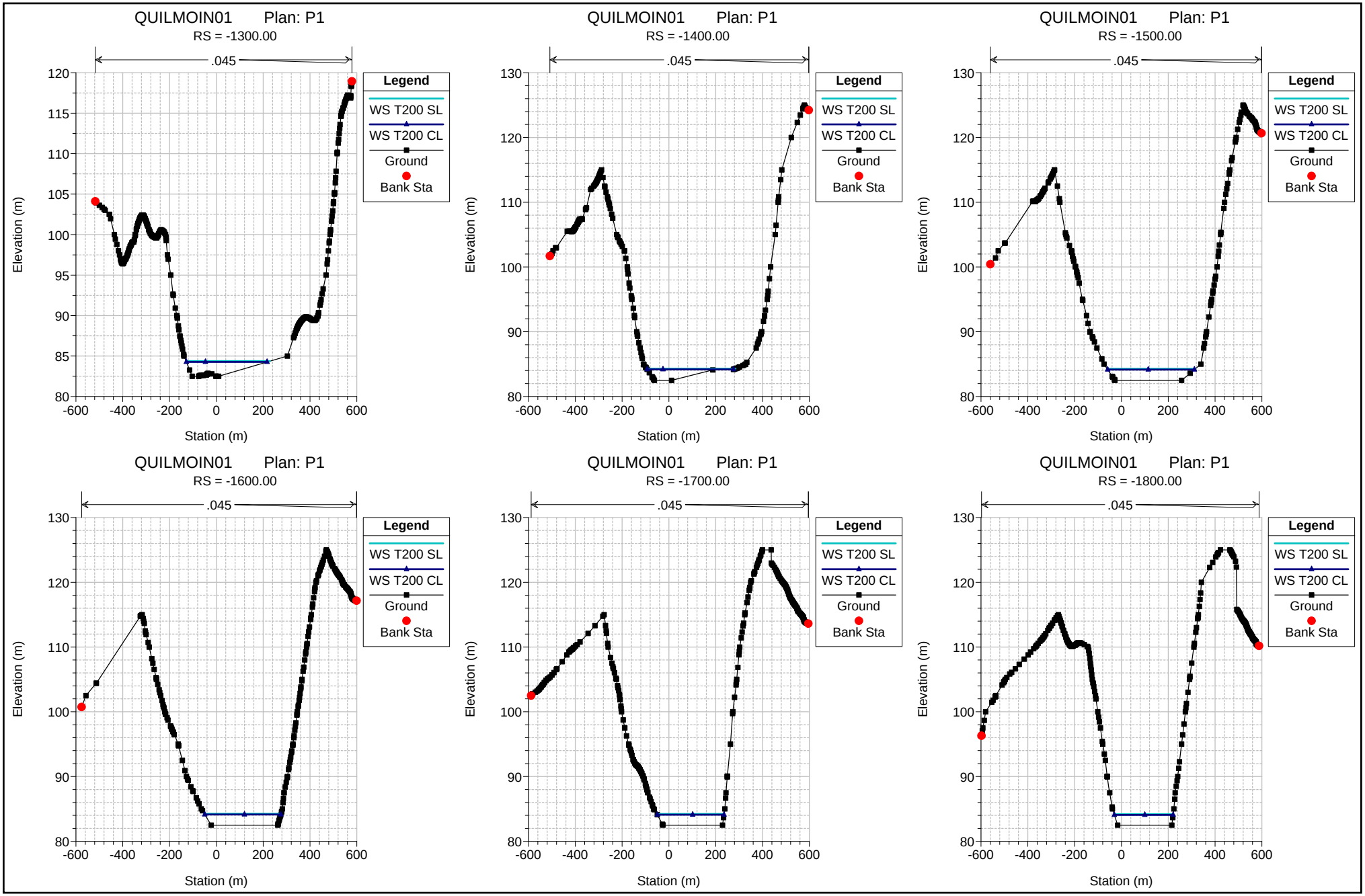

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -700.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

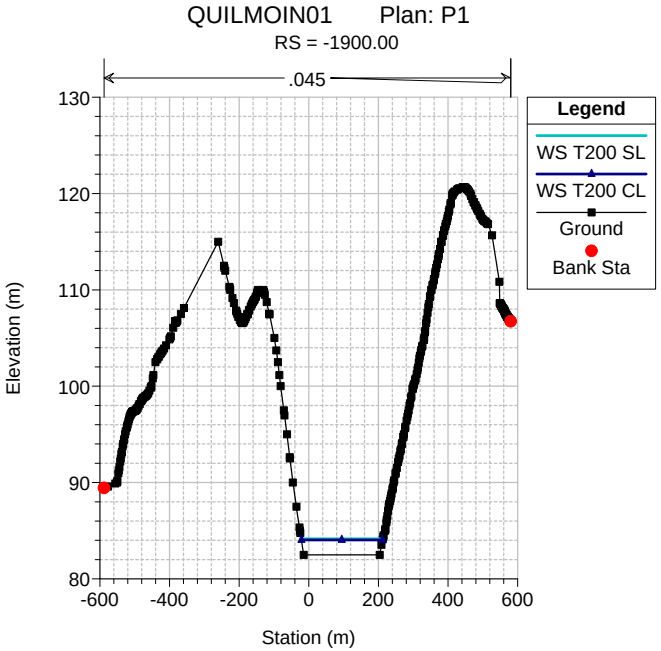

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -900.000
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

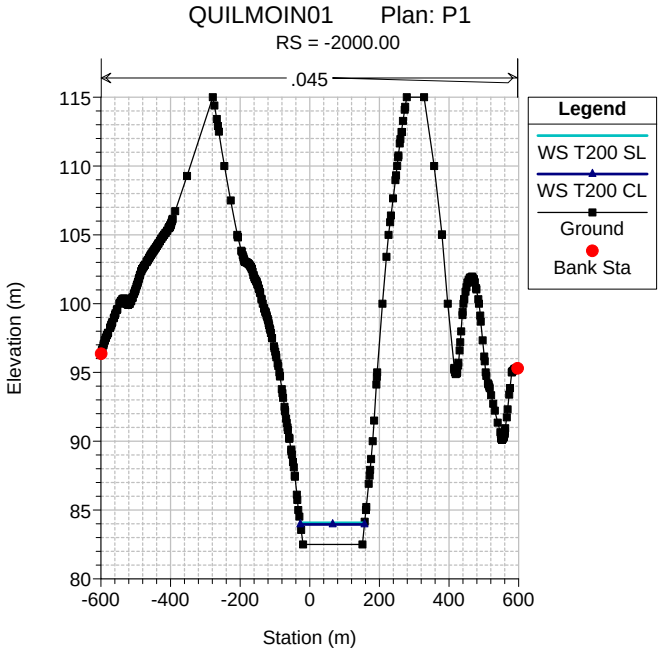

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1000.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

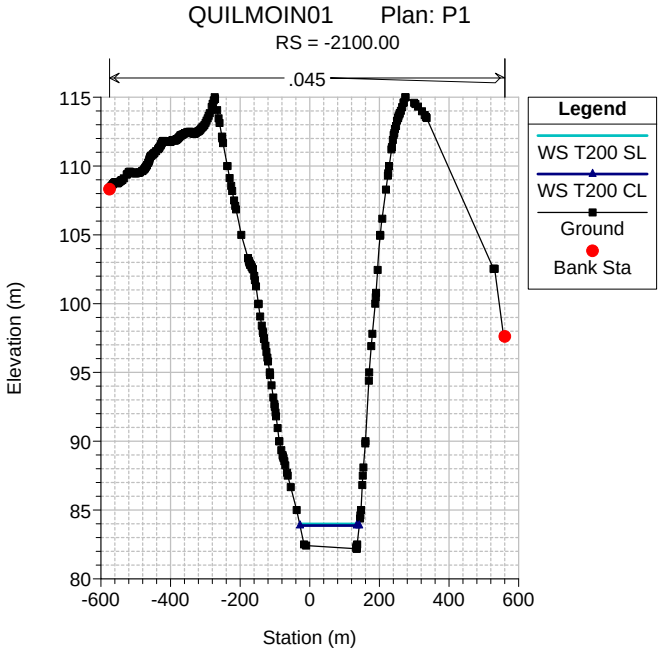

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1100.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

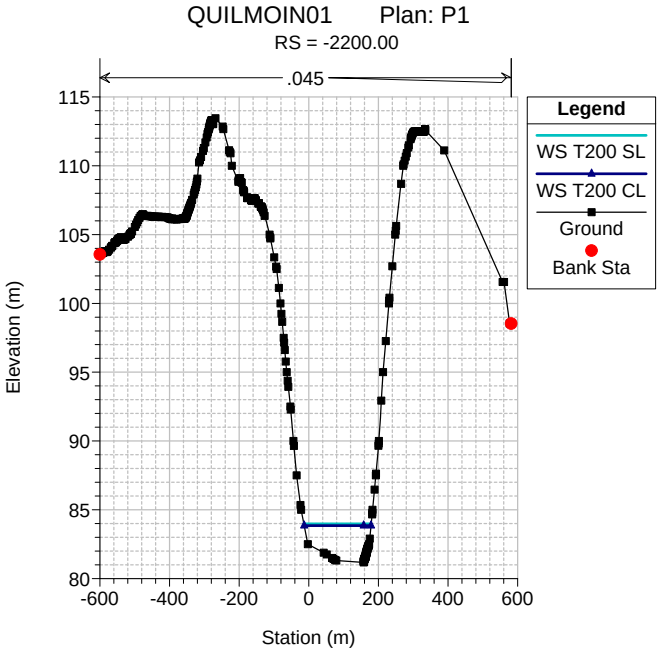

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1200.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

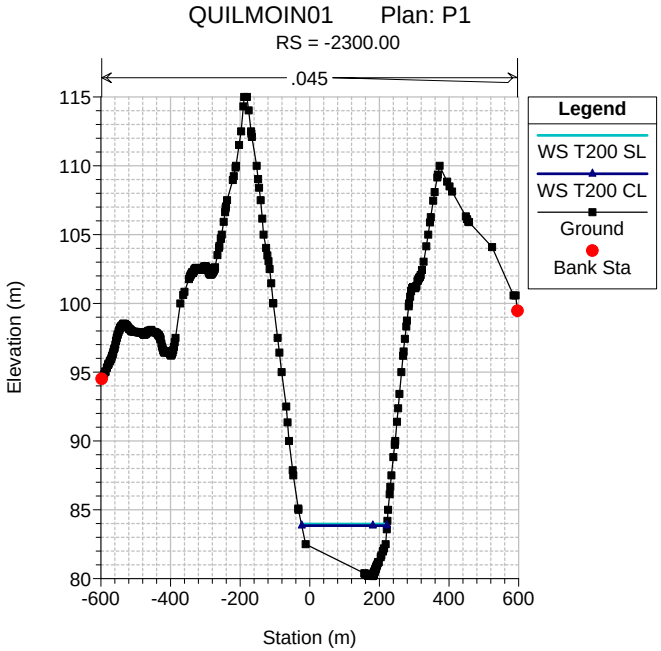

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1300.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1400.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1500.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1600.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1700.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1800.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

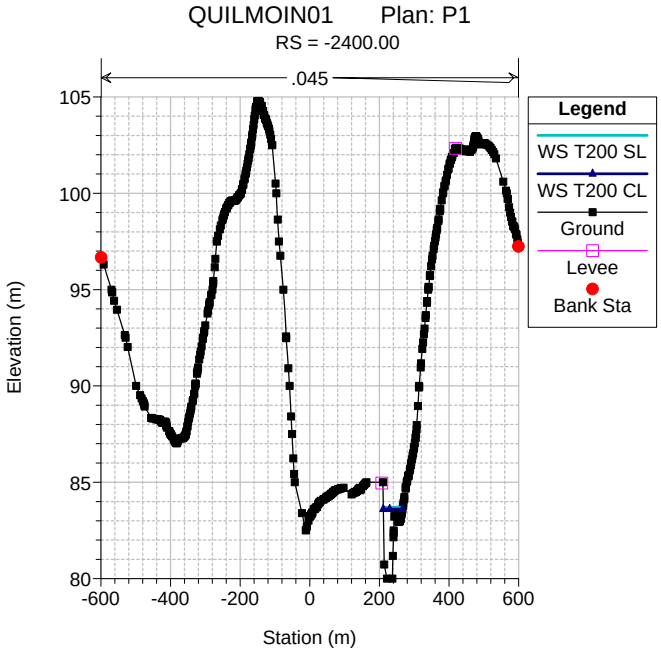

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1900.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

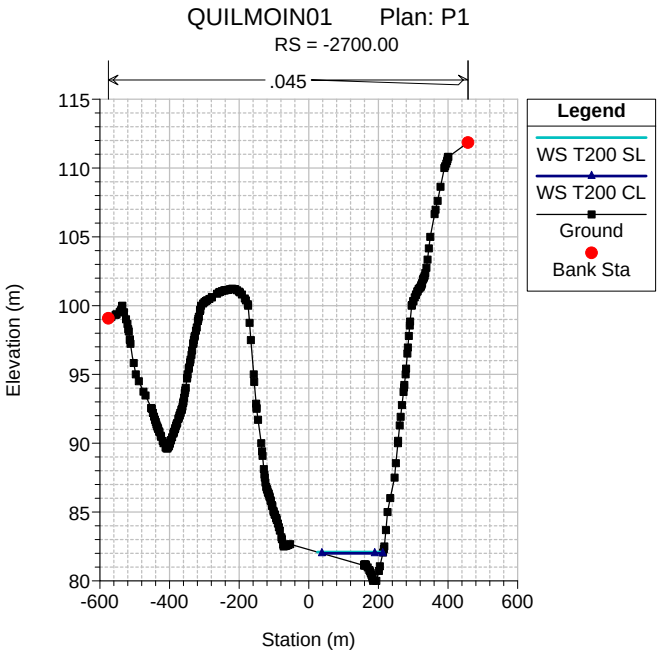

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2000.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

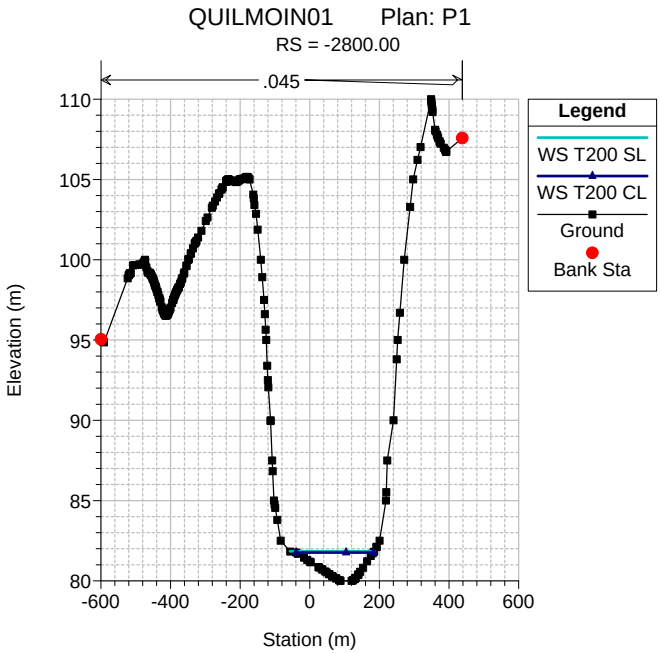

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2100.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

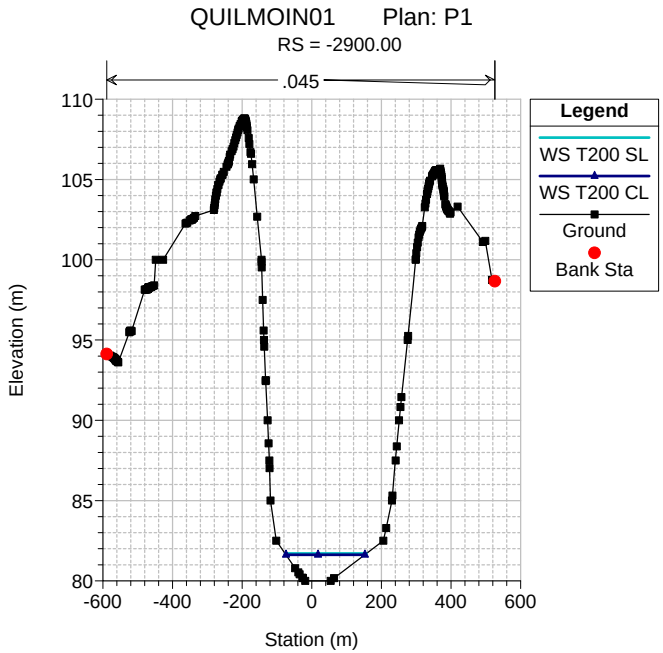

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2200.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

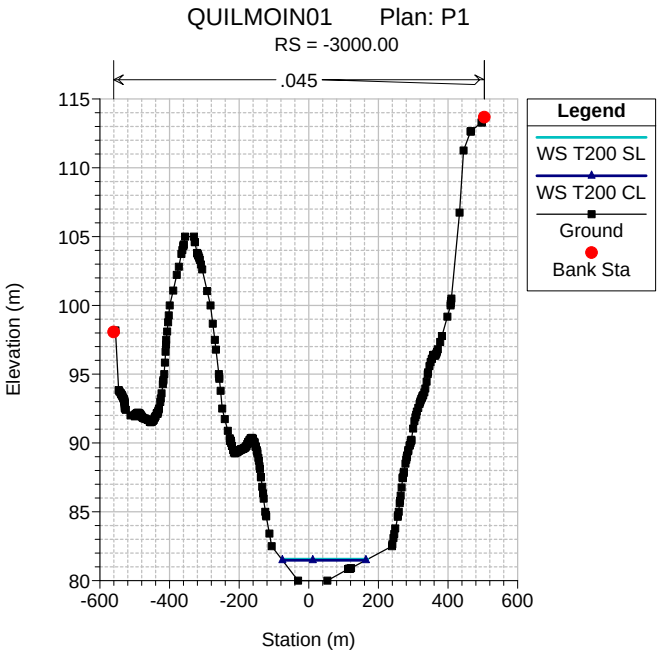

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2300.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

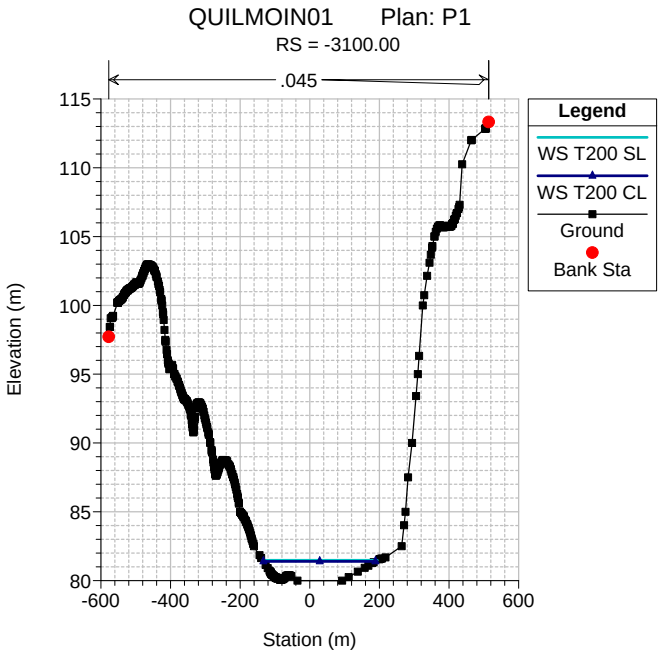

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2400.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

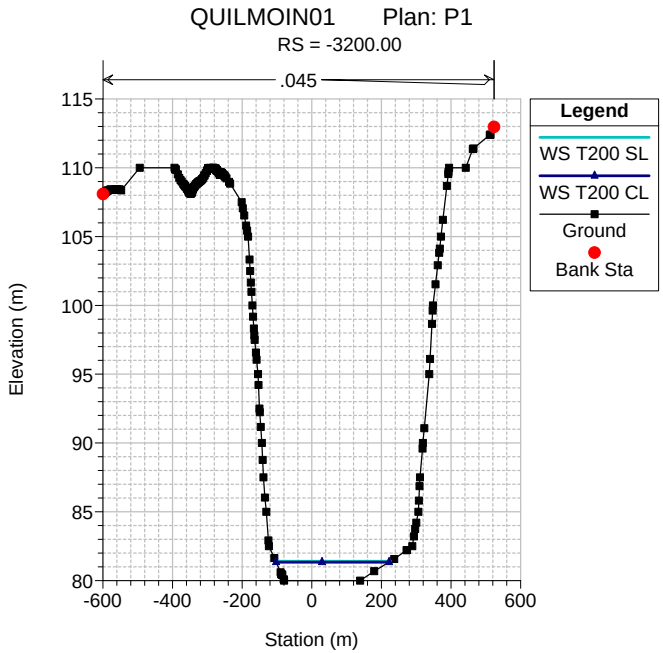

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2700.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

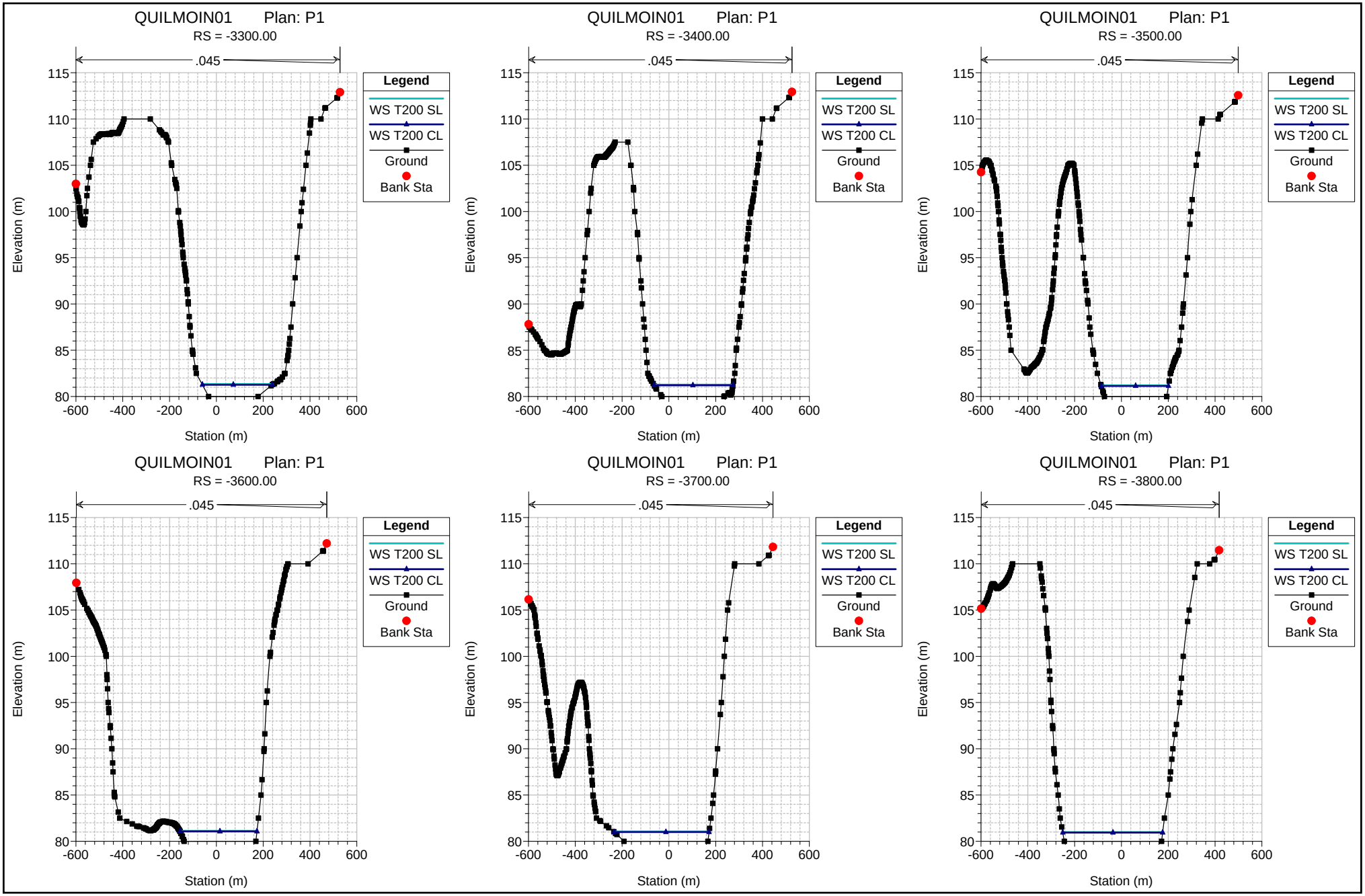

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2800.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

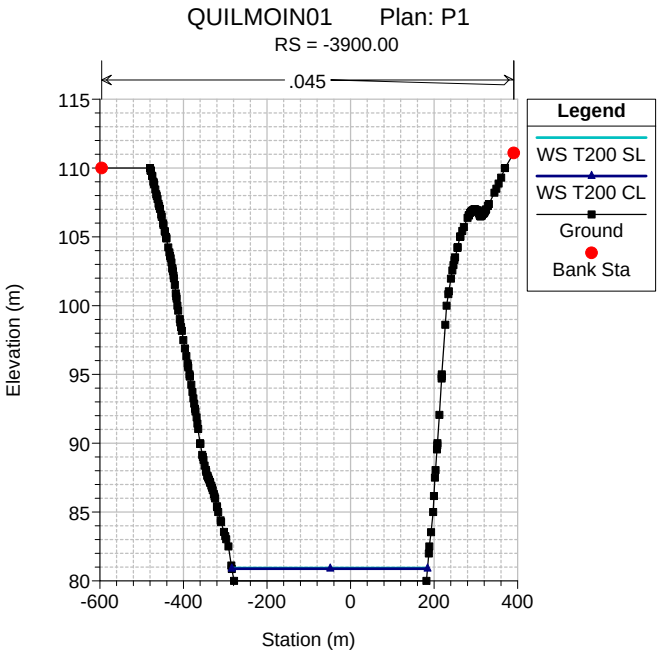

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2900.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

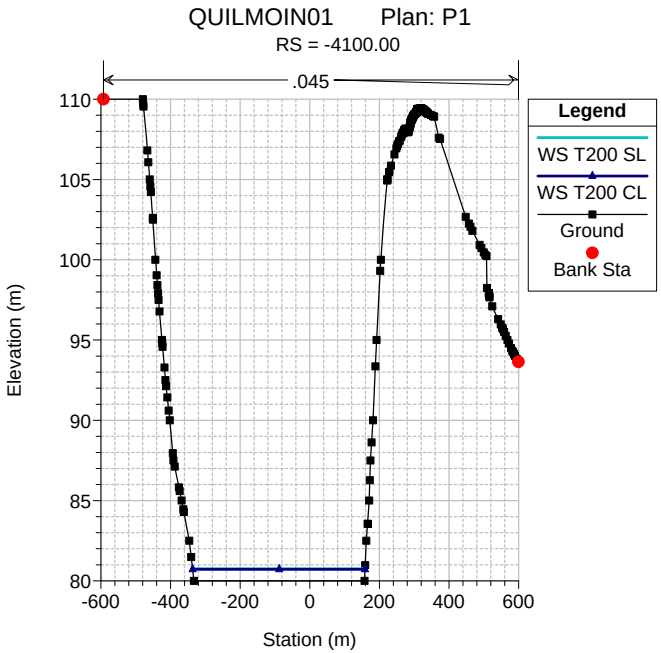

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3000.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

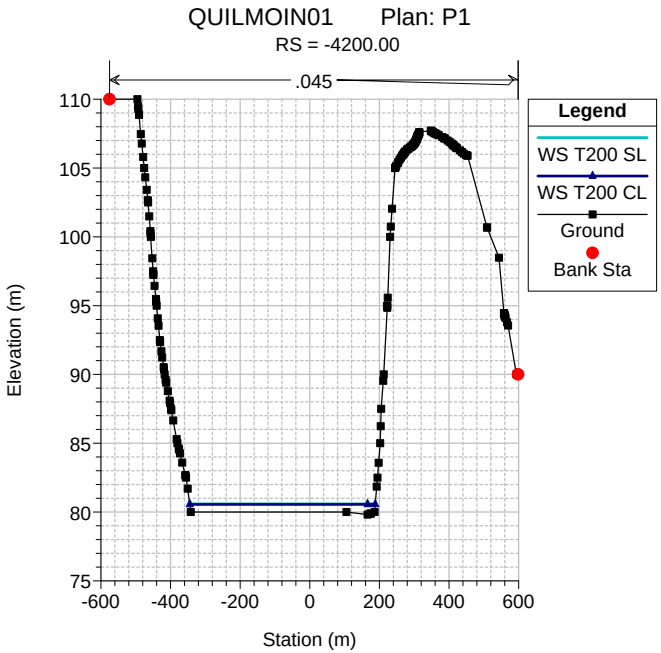

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3100.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

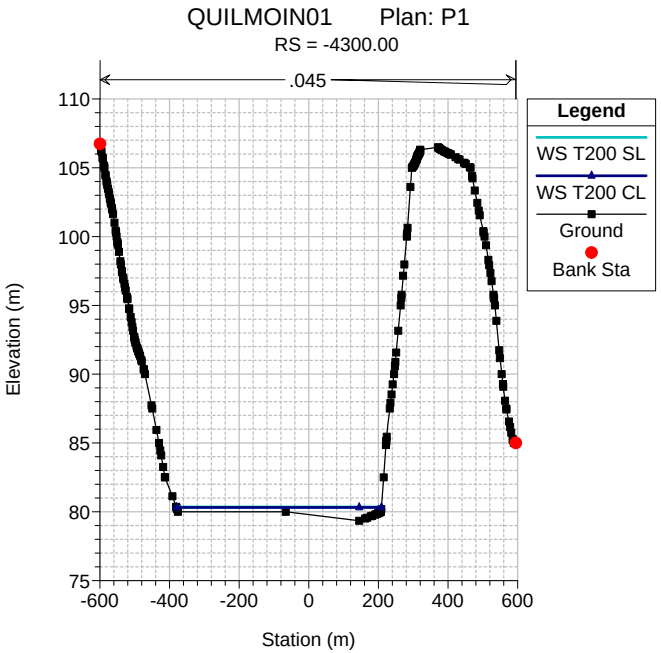

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3200.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

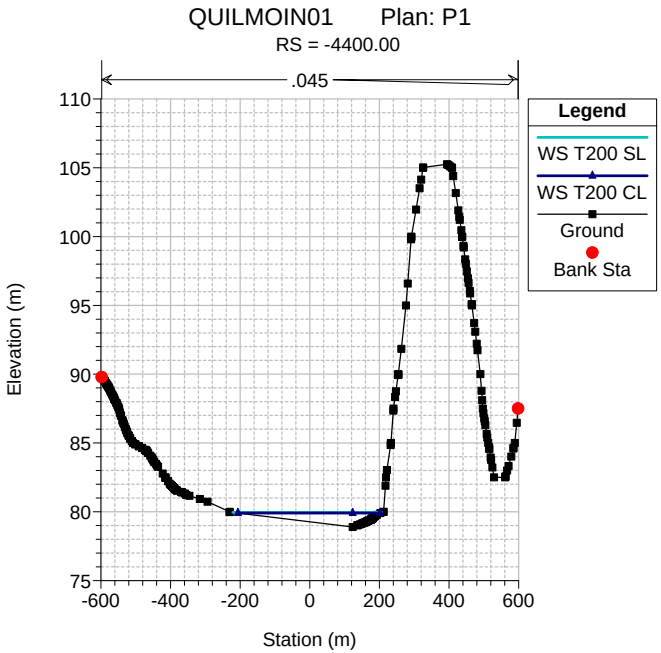

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3300.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3400.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3500.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3600.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3700.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3800.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

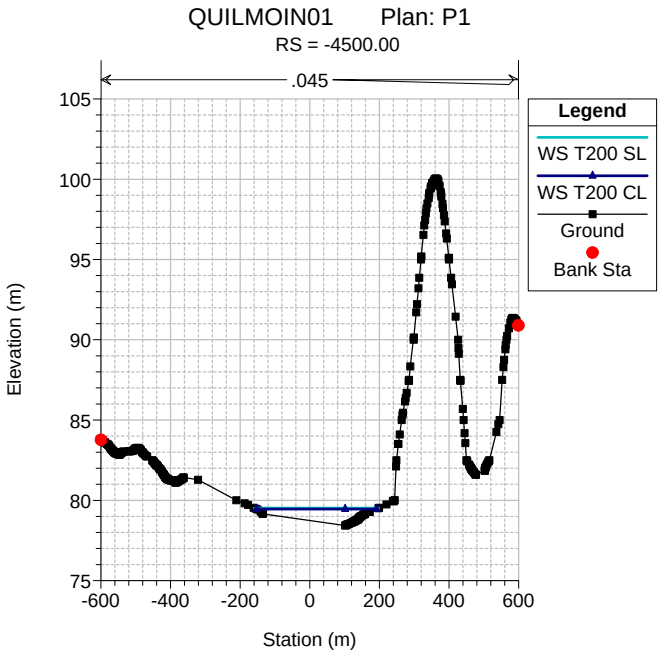

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3900.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

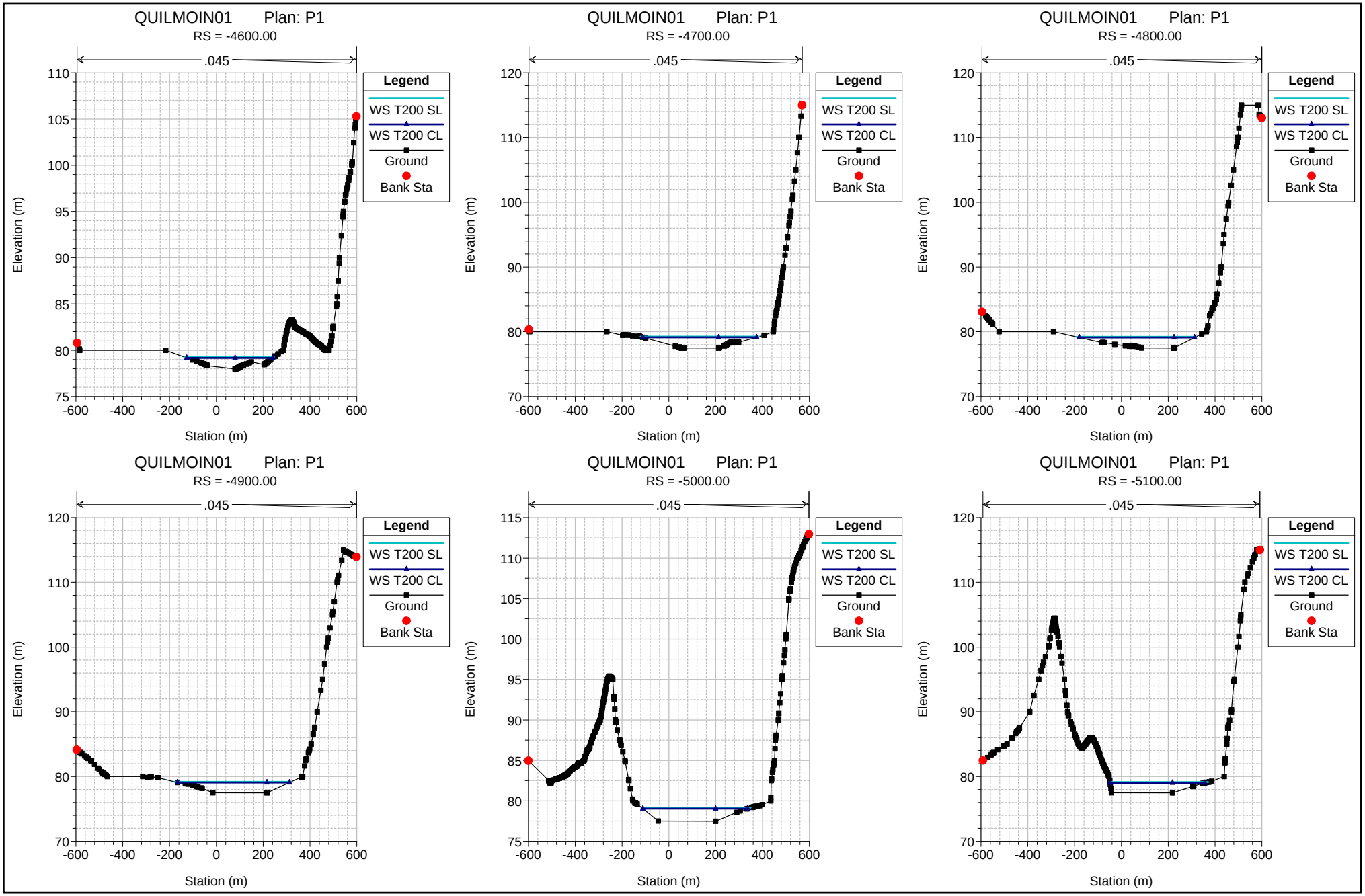

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4100.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

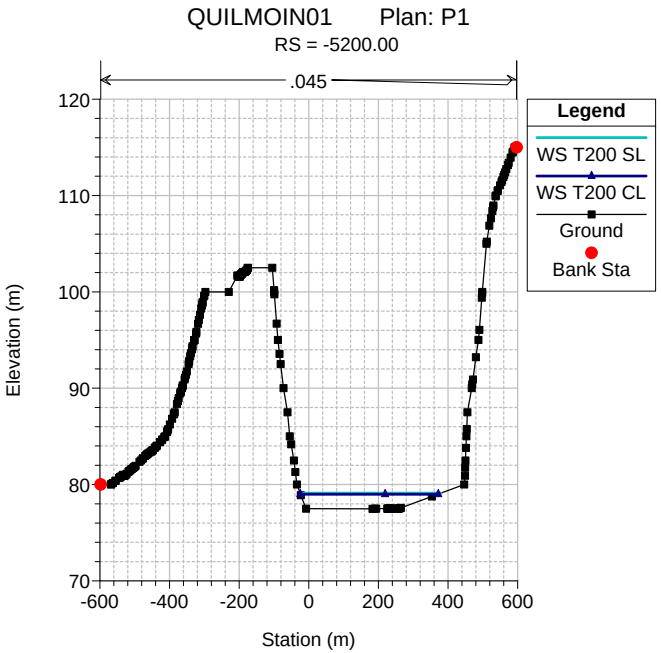

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4200.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

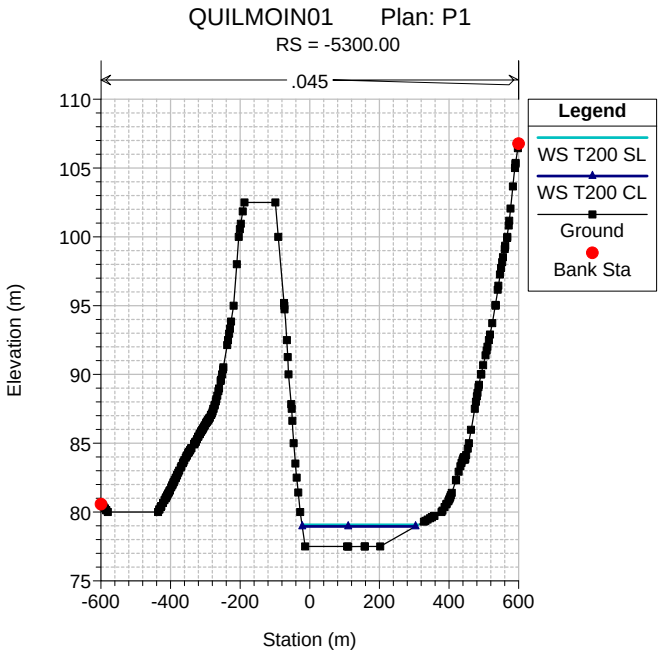

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4300.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

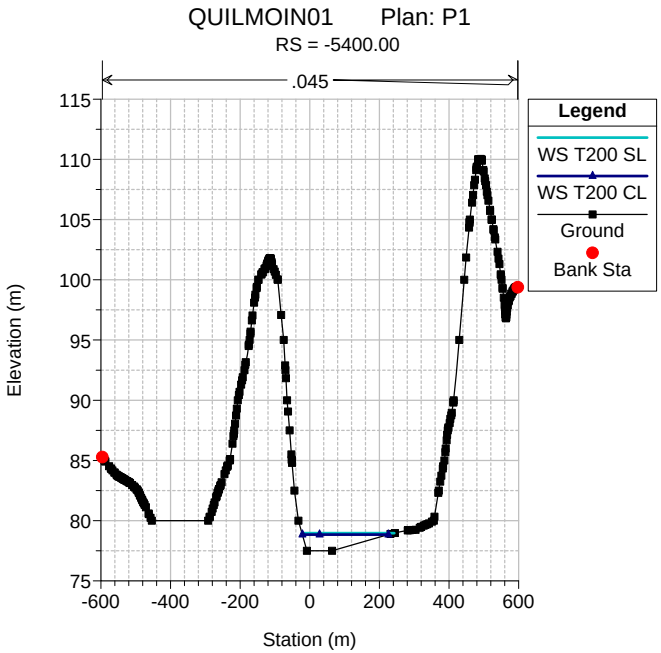

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4400.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

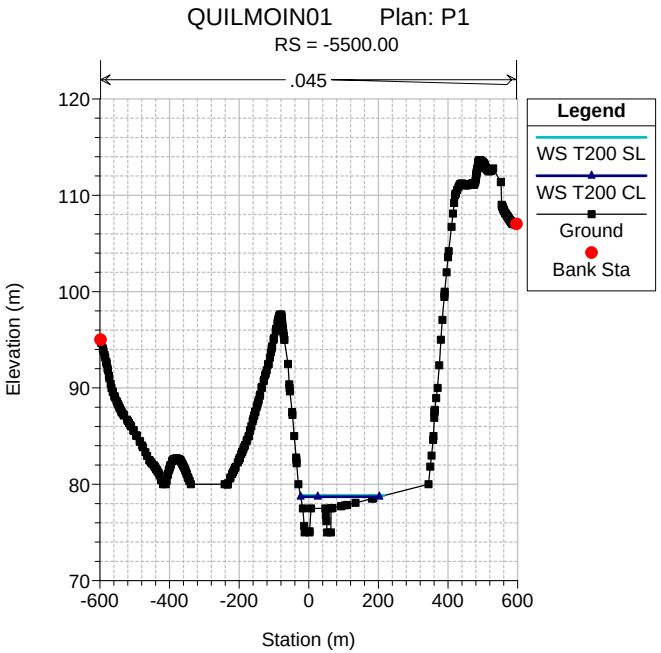

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4500.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

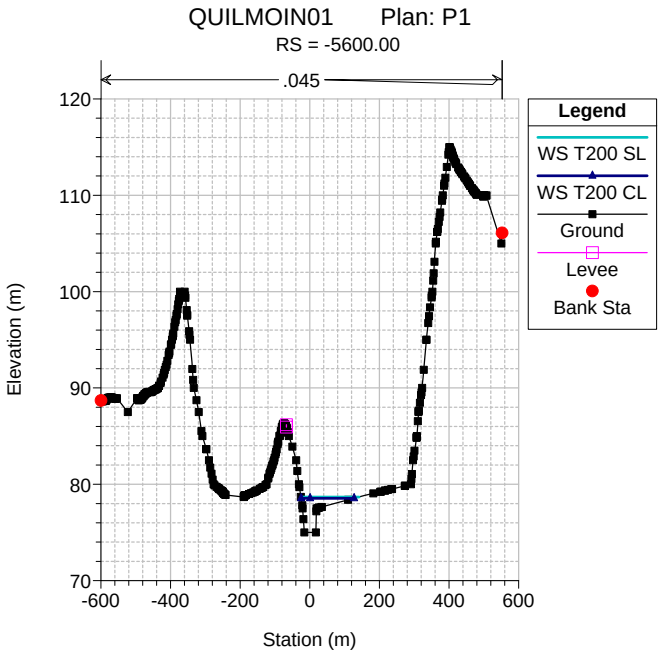

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4600.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4700.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4800.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4900.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5000.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5100.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

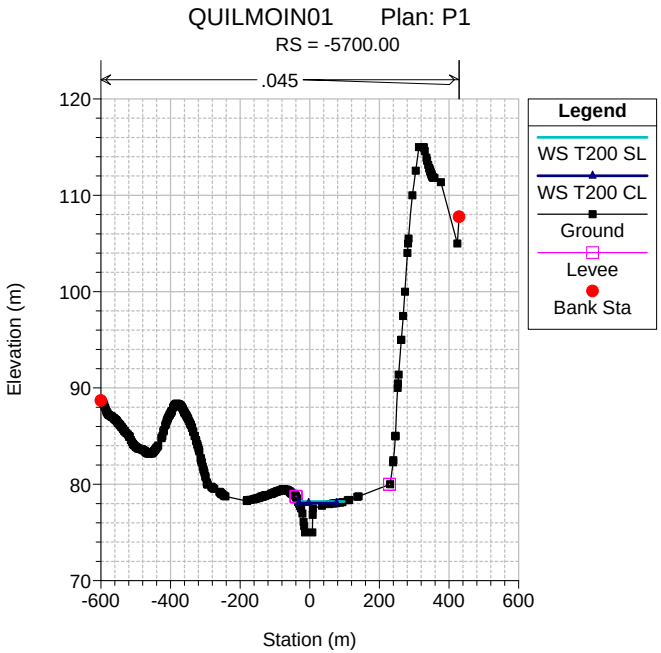

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5200.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

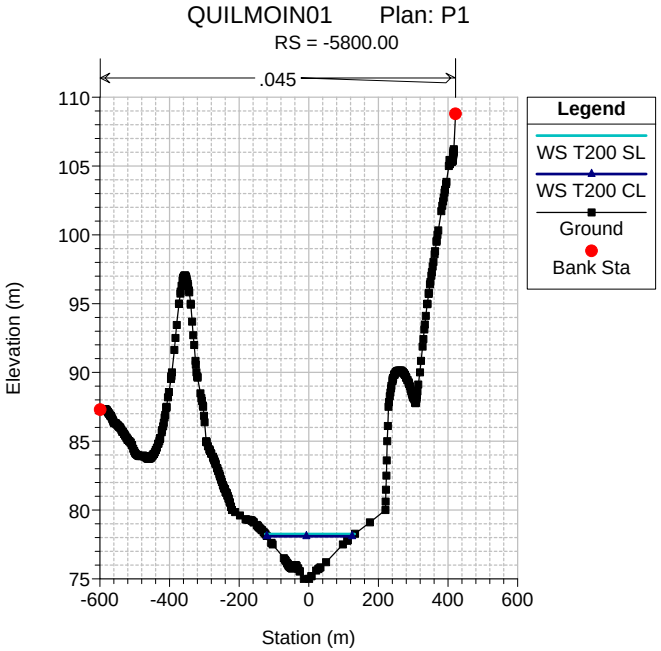

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5300.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

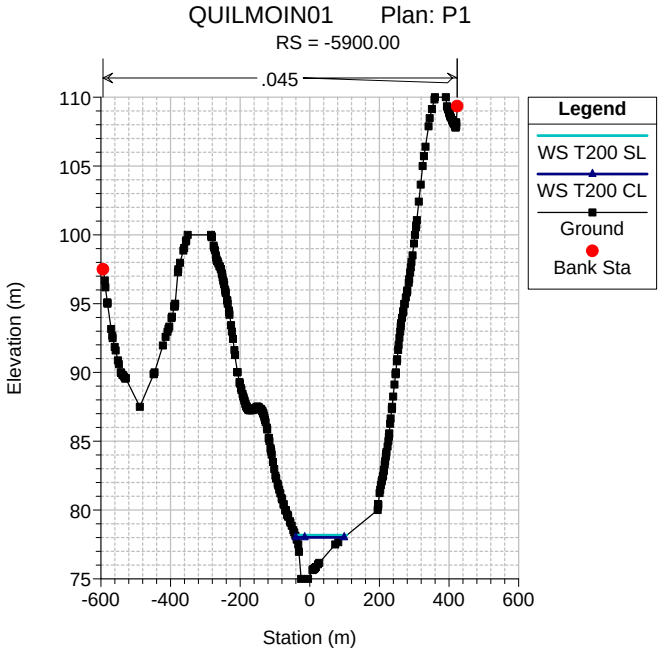

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5400.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

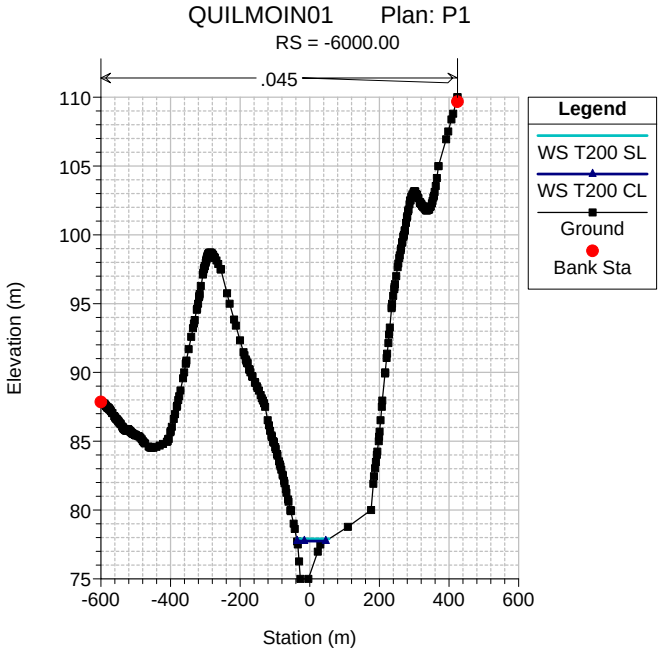

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5500.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

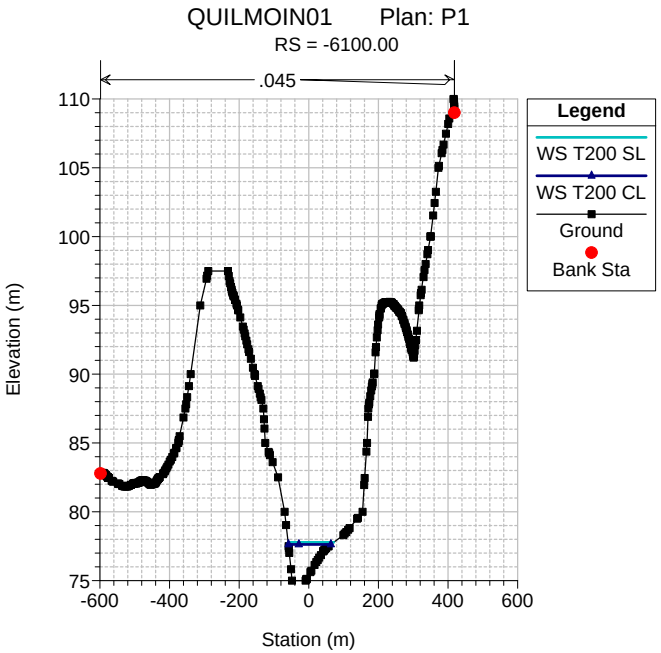

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5600.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

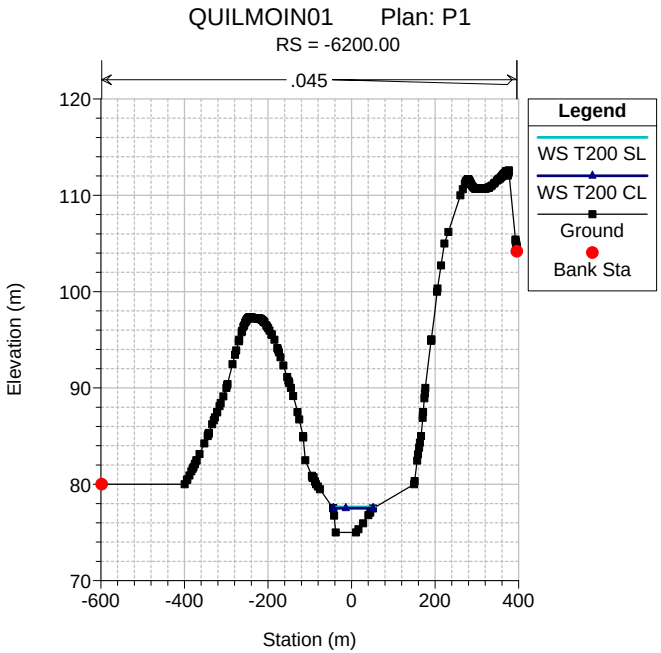

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5700.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

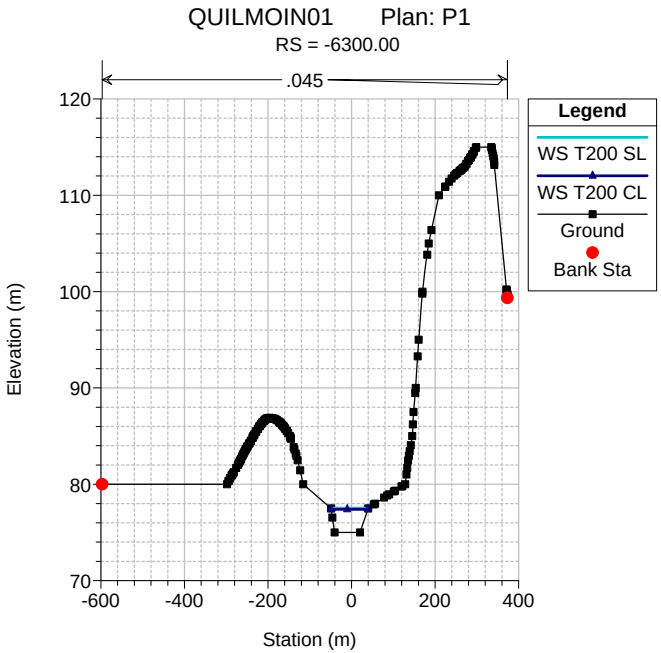

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5800.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

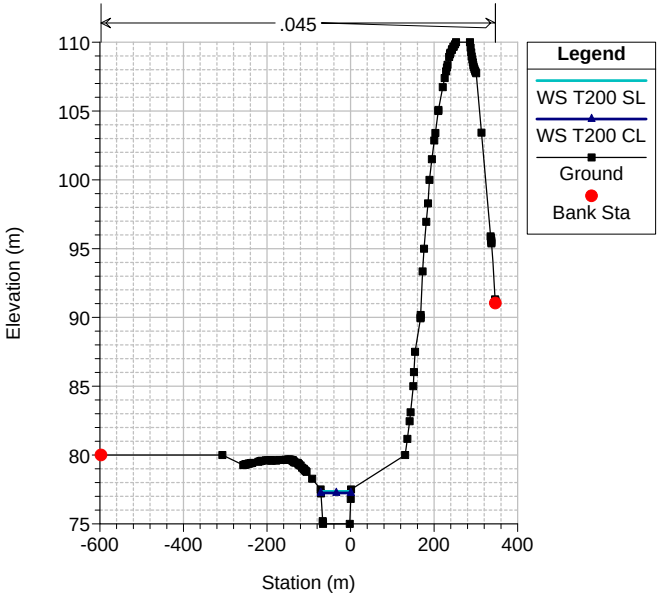

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5900.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

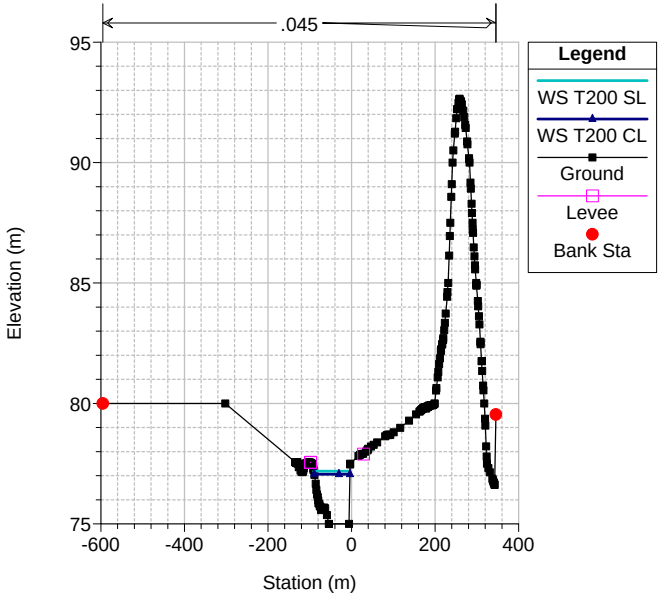

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6000.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

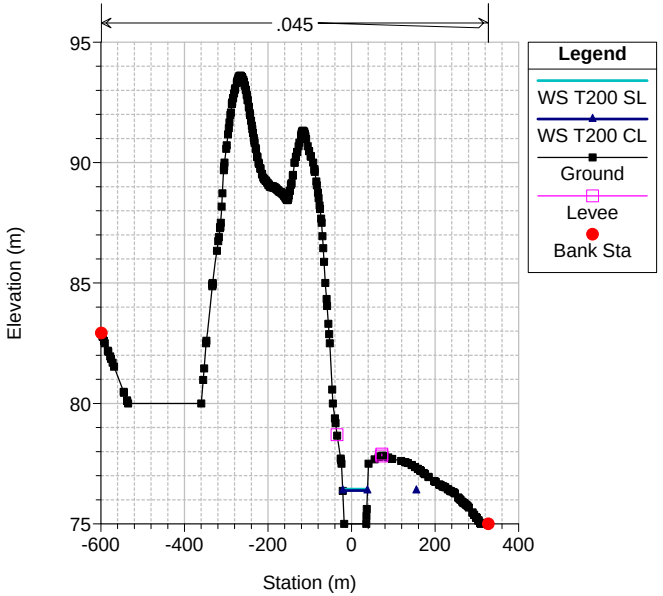

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6100.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

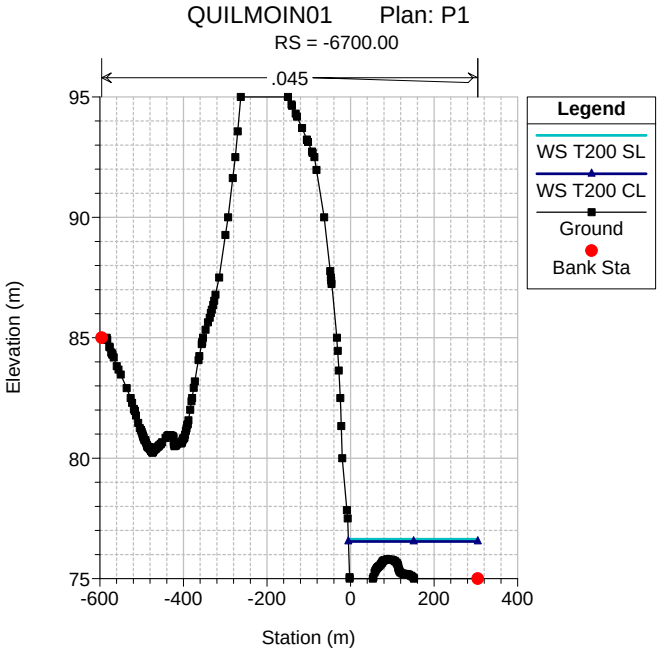

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6200.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

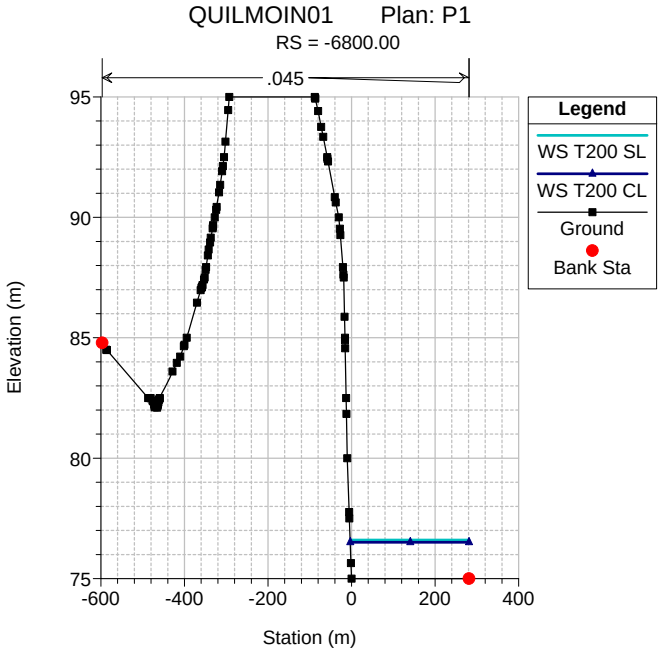

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6300.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

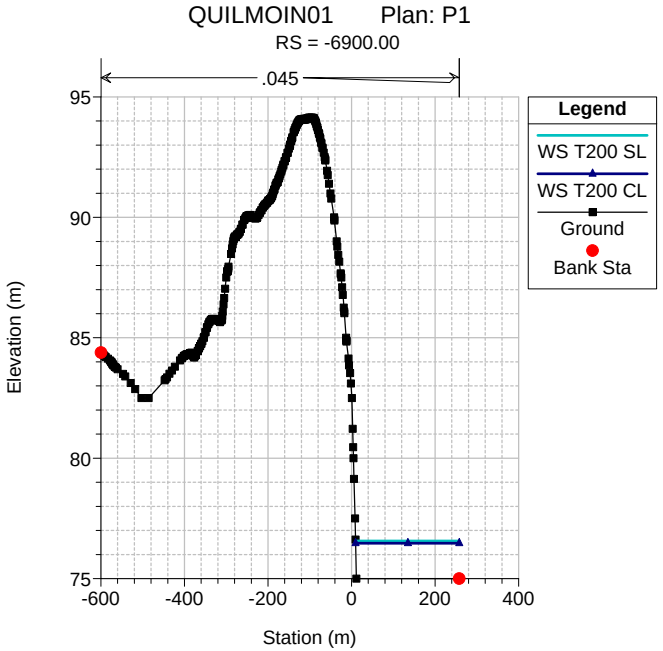

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6400.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

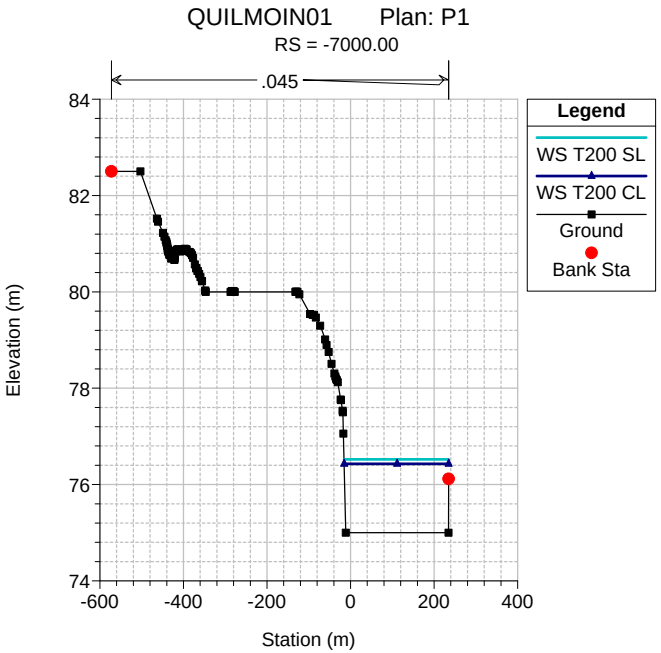

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6500.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

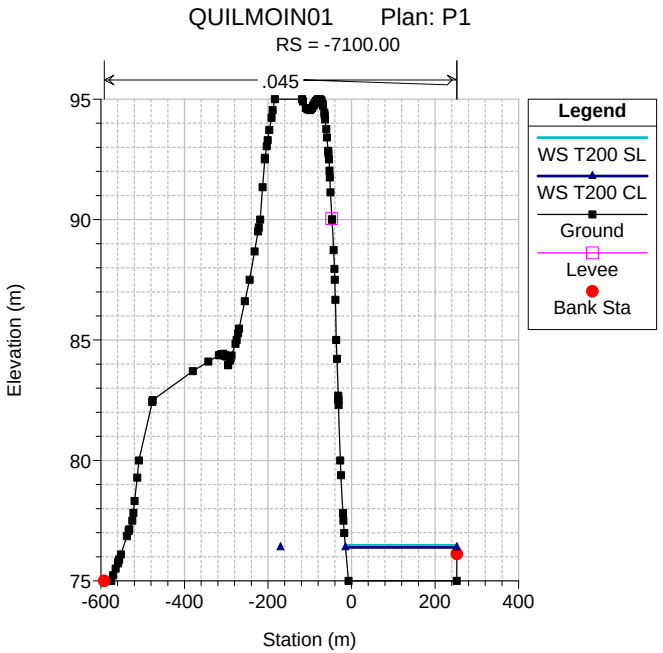

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6600.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

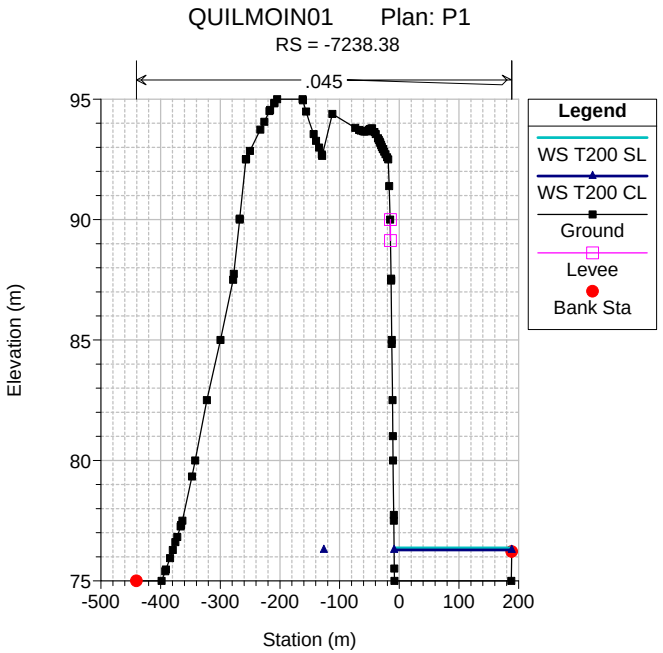

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6700.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6800.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6900.00
.045
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7000.00
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Bank Sta


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7100.00
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Levee
Bank Sta


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7238.38
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T200 SL
WS T200 CL
Ground
Levee
Bank Sta

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	0.000	T200 SL	231.30	85.00	87.15	86.52	87.38	0.004692	2.13	108.34	64.28	0.52
Q	0.000	T200 CL	206.80	85.00	87.06	86.43	87.27	0.004412	2.01	102.79	63.72	0.51
Q	-100.000	T200 SL	231.30	85.00	86.26	86.19	86.56	0.017395	2.44	94.61	124.15	0.89
Q	-100.000	T200 CL	206.80	85.00	86.20		86.48	0.017208	2.36	87.46	119.70	0.88
Q	-200.000	T200 SL	231.30	85.00	86.16		86.19	0.001122	0.74	311.04	311.54	0.24
Q	-200.000	T200 CL	206.80	85.00	86.10		86.13	0.001086	0.71	292.28	307.66	0.23
Q	-300.000	T200 SL	231.30	85.00	86.07		86.09	0.000829	0.64	361.70	362.00	0.20
Q	-300.000	T200 CL	206.80	85.00	86.01		86.03	0.000797	0.61	340.95	358.77	0.20
Q	-400.000	T200 SL	231.30	85.00	85.95		85.98	0.001558	0.82	281.66	310.82	0.28
Q	-400.000	T200 CL	206.80	85.00	85.89		85.92	0.001507	0.78	265.50	309.44	0.27
Q	-500.000	T200 SL	231.30	84.49	85.36	85.36	85.56	0.027338	1.98	117.05	296.54	1.00
Q	-500.000	T200 CL	206.80	84.49	85.33	85.33	85.51	0.027132	1.89	109.64	296.16	0.99
Q	-600.000	T200 SL	231.30	82.50	84.83	83.94	84.87	0.001717	0.92	251.98	253.09	0.29
Q	-600.000	T200 CL	206.80	82.50	84.73	83.87	84.78	0.001783	0.90	228.92	242.28	0.30
Q	-700.000	T200 SL	231.30	82.50	84.71		84.74	0.000985	0.76	305.82	270.82	0.23
Q	-700.000	T200 CL	206.80	82.50	84.62		84.64	0.000981	0.74	280.77	257.94	0.23
Q	-900.000	T200 SL	231.30	82.50	84.64		84.64	0.000257	0.38	604.21	541.94	0.12
Q	-900.000	T200 CL	206.80	82.50	84.54		84.55	0.000261	0.37	553.04	520.03	0.12
Q	-1000.00	T200 SL	231.30	82.50	84.59		84.60	0.000595	0.55	423.97	419.83	0.17
Q	-1000.00	T200 CL	206.80	82.50	84.49		84.51	0.000623	0.54	383.98	401.36	0.18
Q	-1100.00	T200 SL	231.30	82.50	84.52		84.54	0.000754	0.63	369.35	355.19	0.20
Q	-1100.00	T200 CL	206.80	82.50	84.42		84.44	0.000784	0.62	334.63	338.10	0.20
Q	-1200.00	T200 SL	231.30	82.50	84.43		84.45	0.000972	0.69	335.65	338.41	0.22
Q	-1200.00	T200 CL	206.80	82.50	84.32		84.35	0.001039	0.69	301.01	320.49	0.23

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-1300.00	T200 SL	231.30	82.50	84.37		84.38	0.000469	0.54	427.69	358.90	0.16
Q	-1300.00	T200 CL	206.80	82.50	84.26		84.27	0.000484	0.53	389.73	344.72	0.16
Q	-1400.00	T200 SL	231.30	82.50	84.30		84.32	0.000976	0.66	350.90	379.27	0.22
Q	-1400.00	T200 CL	206.80	82.50	84.18		84.20	0.001164	0.67	307.75	368.71	0.23
Q	-1500.00	T200 SL	231.30	82.50	84.27		84.28	0.000175	0.39	586.08	376.49	0.10
Q	-1500.00	T200 CL	206.80	82.50	84.15		84.16	0.000177	0.38	542.48	370.55	0.10
Q	-1600.00	T200 SL	231.30	82.50	84.25		84.26	0.000196	0.43	535.79	327.83	0.11
Q	-1600.00	T200 CL	206.80	82.50	84.13		84.14	0.000198	0.42	497.68	325.02	0.11
Q	-1700.00	T200 SL	231.30	82.50	84.22		84.24	0.000260	0.49	467.38	287.65	0.12
Q	-1700.00	T200 CL	206.80	82.50	84.11		84.12	0.000263	0.48	433.93	285.15	0.12
Q	-1800.00	T200 SL	231.30	82.50	84.19		84.21	0.000341	0.57	408.85	252.40	0.14
Q	-1800.00	T200 CL	206.80	82.50	84.07		84.09	0.000347	0.55	379.43	250.93	0.14
Q	-1900.00	T200 SL	231.30	82.50	84.15		84.17	0.000421	0.62	372.83	234.46	0.16
Q	-1900.00	T200 CL	206.80	82.50	84.03		84.05	0.000431	0.60	345.35	233.23	0.16
Q	-2000.00	T200 SL	231.30	82.50	84.08		84.11	0.000795	0.83	280.35	185.14	0.21
Q	-2000.00	T200 CL	206.80	82.50	83.96		83.99	0.000826	0.80	258.50	184.04	0.22
Q	-2100.00	T200 SL	231.30	82.18	83.99		84.03	0.000799	0.85	271.73	171.99	0.22
Q	-2100.00	T200 CL	206.80	82.18	83.87		83.91	0.000822	0.82	251.05	170.43	0.22
Q	-2200.00	T200 SL	231.30	81.18	83.97		83.99	0.000206	0.54	427.67	193.35	0.12
Q	-2200.00	T200 CL	206.80	81.18	83.85		83.87	0.000196	0.51	404.46	191.96	0.11
Q	-2300.00	T200 SL	231.30	80.18	83.97		83.97	0.000080	0.37	625.38	246.22	0.07
Q	-2300.00	T200 CL	206.80	80.18	83.85		83.85	0.000075	0.35	595.84	244.87	0.07
Q	-2400.00	T200 SL	231.30	80.00	83.70	82.22	83.93	0.003967	2.12	109.01	55.95	0.49

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-2400.00	T200 CL	206.80	80.00	83.61	82.08	83.81	0.003616	1.99	104.11	55.04	0.46
Q	-2700.00	T200 SL	231.30	80.00	82.10		82.24	0.008298	1.66	139.70	188.69	0.61
Q	-2700.00	T200 CL	206.80	80.00	82.00		82.15	0.009306	1.69	122.39	174.75	0.64
Q	-2800.00	T200 SL	231.30	80.00	81.85		81.89	0.001652	0.92	250.61	242.57	0.29
Q	-2800.00	T200 CL	206.80	80.00	81.76		81.80	0.001548	0.90	230.49	221.70	0.28
Q	-2900.00	T200 SL	231.30	80.00	81.70		81.74	0.001336	0.88	263.23	233.89	0.26
Q	-2900.00	T200 CL	206.80	80.00	81.62		81.66	0.001298	0.84	245.18	226.65	0.26
Q	-3000.00	T200 SL	231.30	80.00	81.56		81.60	0.001562	0.90	257.03	247.78	0.28
Q	-3000.00	T200 CL	206.80	80.00	81.48		81.52	0.001529	0.87	238.79	239.99	0.28
Q	-3100.00	T200 SL	231.30	80.00	81.47		81.49	0.000680	0.63	369.59	329.20	0.19
Q	-3100.00	T200 CL	206.80	80.00	81.40		81.42	0.000658	0.60	345.84	321.84	0.18
Q	-3200.00	T200 SL	231.30	80.00	81.41		81.43	0.000596	0.60	385.18	330.54	0.18
Q	-3200.00	T200 CL	206.80	80.00	81.34		81.36	0.000572	0.57	362.03	324.73	0.17
Q	-3300.00	T200 SL	231.30	80.00	81.34		81.36	0.000781	0.67	343.48	304.11	0.20
Q	-3300.00	T200 CL	206.80	80.00	81.27		81.29	0.000746	0.64	323.23	298.60	0.20
Q	-3400.00	T200 SL	231.30	80.00	81.28		81.29	0.000554	0.58	397.43	338.56	0.17
Q	-3400.00	T200 CL	206.80	80.00	81.21		81.23	0.000531	0.55	375.57	336.86	0.17
Q	-3500.00	T200 SL	231.30	80.00	81.20		81.23	0.000806	0.69	333.04	288.11	0.21
Q	-3500.00	T200 CL	206.80	80.00	81.14		81.16	0.000767	0.66	315.55	286.95	0.20
Q	-3600.00	T200 SL	231.30	80.00	81.13		81.15	0.000764	0.65	357.32	330.12	0.20
Q	-3600.00	T200 CL	206.80	80.00	81.07		81.09	0.000726	0.61	338.49	328.18	0.19
Q	-3700.00	T200 SL	231.30	80.00	81.06		81.07	0.000668	0.57	404.98	408.37	0.18
Q	-3700.00	T200 CL	206.80	80.00	81.00		81.02	0.000638	0.54	382.92	405.63	0.18

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-3800.00	T200 SL	231.30	80.00	80.99		81.01	0.000636	0.55	418.51	427.35	0.18
Q	-3800.00	T200 CL	206.80	80.00	80.94		80.96	0.000607	0.52	396.61	426.74	0.17
Q	-3900.00	T200 SL	231.30	80.00	80.93		80.94	0.000648	0.54	431.96	468.82	0.18
Q	-3900.00	T200 CL	206.80	80.00	80.88		80.89	0.000620	0.51	409.25	468.44	0.17
Q	-4100.00	T200 SL	231.30	80.00	80.75		80.77	0.001149	0.62	371.91	495.63	0.23
Q	-4100.00	T200 CL	206.80	80.00	80.71		80.73	0.001108	0.59	351.52	495.32	0.22
Q	-4200.00	T200 SL	231.30	79.81	80.60		80.63	0.001963	0.71	326.09	533.16	0.29
Q	-4200.00	T200 CL	206.80	79.81	80.56		80.59	0.001924	0.67	306.66	532.85	0.28
Q	-4300.00	T200 SL	231.30	79.35	80.35		80.38	0.003139	0.78	294.89	589.64	0.35
Q	-4300.00	T200 CL	206.80	79.35	80.31		80.34	0.003262	0.76	272.45	588.95	0.36
Q	-4400.00	T200 SL	231.30	78.89	79.95		80.00	0.004643	1.00	230.59	427.71	0.44
Q	-4400.00	T200 CL	206.80	78.89	79.90		79.95	0.004639	0.98	211.73	408.42	0.43
Q	-4500.00	T200 SL	231.30	78.43	79.52		79.57	0.003978	1.03	224.76	357.22	0.41
Q	-4500.00	T200 CL	206.80	78.43	79.45		79.51	0.004269	1.02	202.74	344.32	0.42
Q	-4600.00	T200 SL	231.30	77.97	79.28		79.31	0.001782	0.79	294.20	383.37	0.29
Q	-4600.00	T200 CL	206.80	77.97	79.18		79.21	0.002137	0.81	255.98	367.07	0.31
Q	-4700.00	T200 SL	231.30	77.48	79.23		79.24	0.000295	0.41	564.66	507.64	0.12
Q	-4700.00	T200 CL	206.80	77.48	79.13		79.14	0.000308	0.40	512.18	486.41	0.13
Q	-4800.00	T200 SL	231.30	77.48	79.21		79.21	0.000266	0.40	584.19	511.62	0.12
Q	-4800.00	T200 CL	206.80	77.48	79.10		79.11	0.000279	0.39	530.48	492.76	0.12
Q	-4900.00	T200 SL	231.30	77.48	79.18		79.19	0.000246	0.39	591.00	497.40	0.11
Q	-4900.00	T200 CL	206.80	77.48	79.07		79.08	0.000256	0.38	538.26	478.87	0.12
Q	-5000.00	T200 SL	231.30	77.48	79.16		79.16	0.000233	0.40	584.97	465.35	0.11
Q	-5000.00	T200 CL	206.80	77.48	79.05		79.06	0.000238	0.39	535.34	447.96	0.11

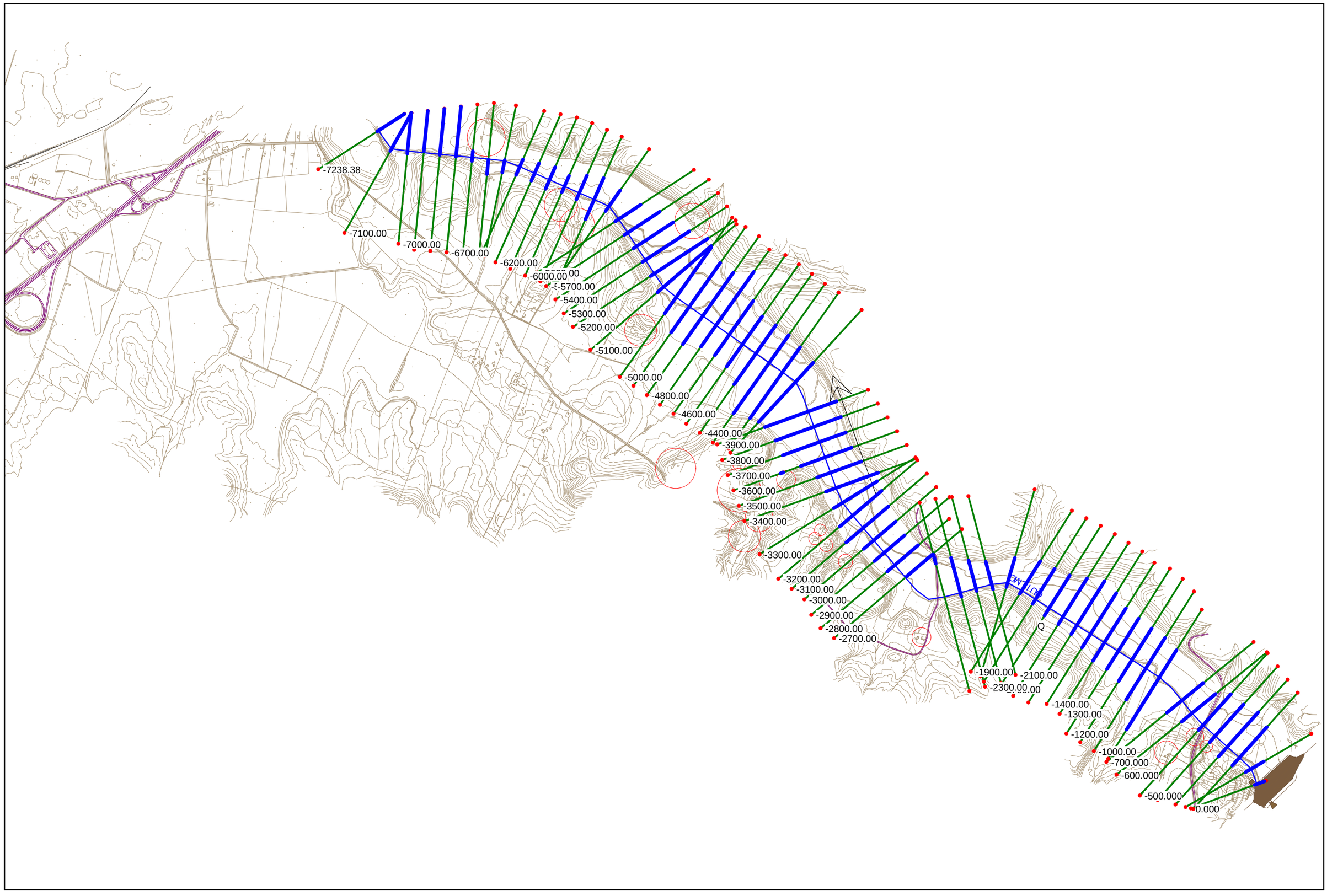
HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

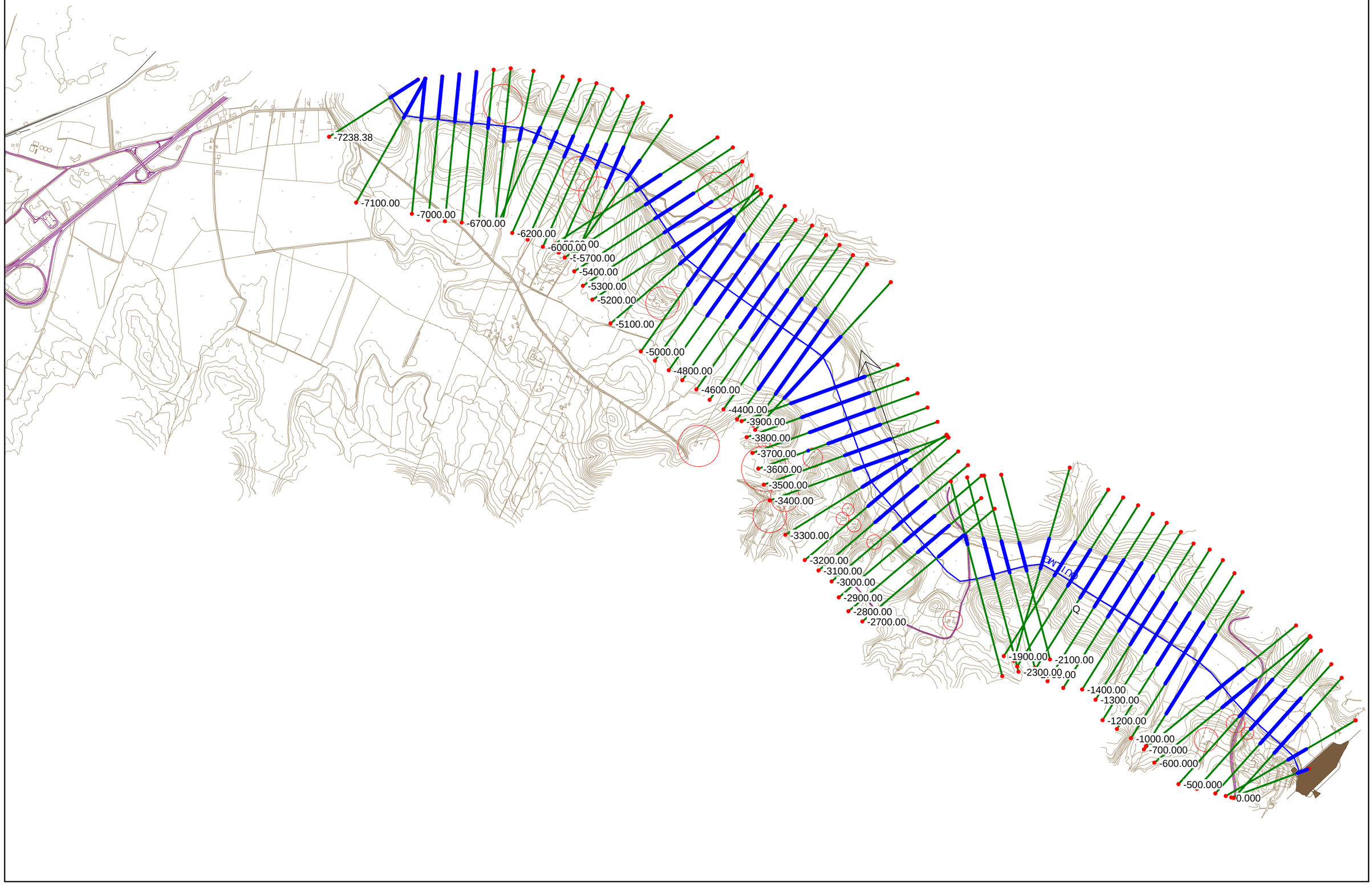
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-5100.00	T200 SL	231.30	77.48	79.13		79.14	0.000241	0.42	555.71	419.42	0.12
Q	-5100.00	T200 CL	206.80	77.48	79.02		79.03	0.000243	0.40	510.96	404.69	0.11
Q	-5200.00	T200 SL	231.30	77.48	79.11		79.12	0.000249	0.43	542.88	405.25	0.12
Q	-5200.00	T200 CL	206.80	77.48	79.00		79.01	0.000255	0.41	499.11	396.05	0.12
Q	-5300.00	T200 SL	231.30	77.48	79.07		79.08	0.000413	0.54	431.71	333.68	0.15
Q	-5300.00	T200 CL	206.80	77.48	78.96		78.97	0.000427	0.52	395.46	325.42	0.15
Q	-5400.00	T200 SL	231.30	77.50	78.96		79.00	0.002042	0.95	243.60	264.88	0.32
Q	-5400.00	T200 CL	206.80	77.50	78.84		78.89	0.002304	0.97	213.55	246.81	0.33
Q	-5500.00	T200 SL	231.30	75.00	78.84		78.87	0.000920	0.77	299.52	240.36	0.22
Q	-5500.00	T200 CL	206.80	75.00	78.71		78.74	0.000956	0.77	270.19	225.95	0.22
Q	-5600.00	T200 SL	231.30	75.00	78.68	76.67	78.74	0.001797	1.09	211.44	166.93	0.31
Q	-5600.00	T200 CL	206.80	75.00	78.55	76.55	78.61	0.001786	1.08	191.10	152.43	0.31
Q	-5700.00	T200 SL	231.30	75.00	78.22	77.14	78.39	0.008036	1.88	123.27	133.10	0.62
Q	-5700.00	T200 CL	206.80	75.00	78.04	76.99	78.25	0.009247	2.03	101.65	107.69	0.67
Q	-5800.00	T200 SL	231.30	75.00	78.26		78.27	0.000262	0.52	445.36	256.76	0.13
Q	-5800.00	T200 CL	206.80	75.00	78.10		78.11	0.000269	0.51	405.77	245.21	0.13
Q	-5900.00	T200 SL	231.30	75.00	78.17		78.22	0.001061	0.98	235.43	148.50	0.25
Q	-5900.00	T200 CL	206.80	75.00	78.01		78.06	0.001087	0.97	212.70	138.69	0.25
Q	-6000.00	T200 SL	231.30	75.00	77.91		78.04	0.003104	1.63	141.84	93.33	0.42
Q	-6000.00	T200 CL	206.80	75.00	77.75		77.88	0.002957	1.61	128.14	82.52	0.41
Q	-6100.00	T200 SL	231.30	75.00	77.78		77.84	0.001159	1.06	217.98	130.83	0.26
Q	-6100.00	T200 CL	206.80	75.00	77.63		77.69	0.001149	1.04	198.76	122.07	0.26
Q	-6200.00	T200 SL	231.30	75.00	77.65		77.72	0.001224	1.18	195.21	103.13	0.27

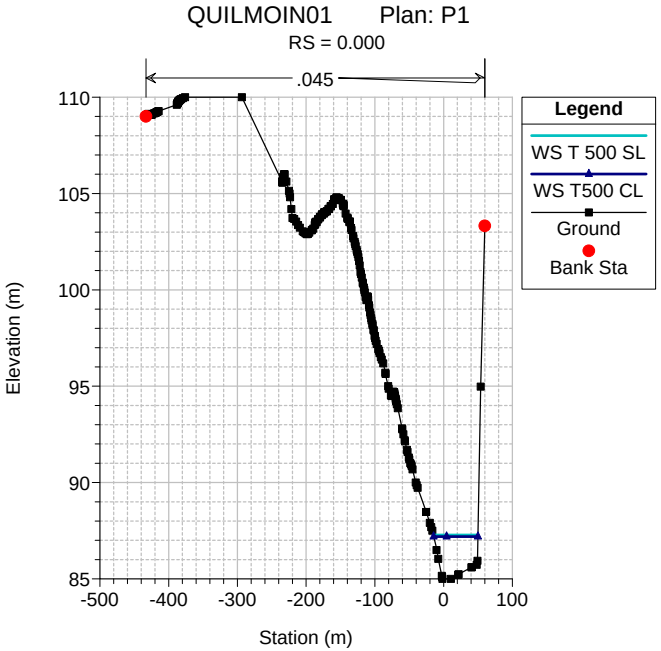
HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

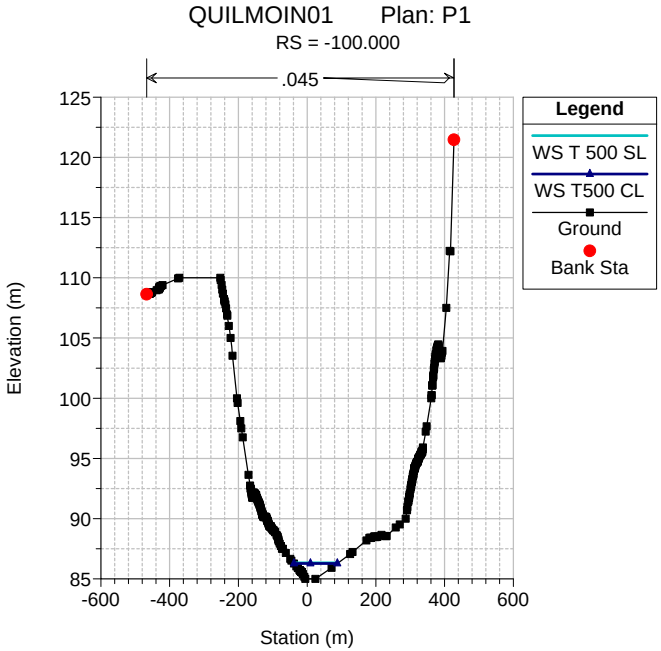
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-6200.00	T200 CL	206.80	75.00	77.50		77.57	0.001132	1.14	180.95	95.14	0.26
Q	-6300.00	T200 SL	231.30	75.00	77.53		77.60	0.001128	1.22	189.65	90.27	0.27
Q	-6300.00	T200 CL	206.80	75.00	77.39		77.46	0.001075	1.16	177.74	87.55	0.26
Q	-6400.00	T200 SL	231.30	75.00	77.37		77.47	0.001456	1.43	161.71	72.50	0.31
Q	-6400.00	T200 CL	206.80	75.00	77.24		77.33	0.001397	1.35	152.70	72.07	0.30
Q	-6500.00	T200 SL	231.30	75.00	77.18	76.20	77.30	0.002084	1.48	155.79	87.02	0.35
Q	-6500.00	T200 CL	206.80	75.00	77.06	76.12	77.17	0.002052	1.42	145.30	85.53	0.35
Q	-6600.00	T200 SL	231.30	75.00	76.44	76.23	76.86	0.011225	2.86	80.76	59.62	0.79
Q	-6600.00	T200 CL	206.80	75.00	76.38	76.14	76.75	0.010367	2.68	77.17	59.32	0.75
Q	-6700.00	T200 SL	231.30	75.00	76.63		76.65	0.000308	0.50	458.65	309.85	0.13
Q	-6700.00	T200 CL	206.80	75.00	76.54		76.55	0.000306	0.48	429.40	309.67	0.13
Q	-6800.00	T200 SL	231.30	75.00	76.60		76.62	0.000285	0.51	453.61	284.50	0.13
Q	-6800.00	T200 CL	206.80	75.00	76.51		76.52	0.000279	0.48	426.93	284.31	0.13
Q	-6900.00	T200 SL	231.30	75.00	76.56		76.58	0.000405	0.60	386.90	248.31	0.15
Q	-6900.00	T200 CL	206.80	75.00	76.47		76.49	0.000397	0.57	363.92	248.19	0.15
Q	-7000.00	T200 SL	231.30	75.00	76.52		76.54	0.000443	0.61	377.68	250.55	0.16
Q	-7000.00	T200 CL	206.80	75.00	76.43		76.45	0.000436	0.58	354.71	250.29	0.16
Q	-7100.00	T200 SL	231.30	75.00	76.48	75.43	76.50	0.000437	0.60	388.72	266.88	0.16
Q	-7100.00	T200 CL	206.80	75.00	76.39	75.40	76.40	0.000432	0.57	364.40	266.42	0.15
Q	-7238.38	T200 SL	231.30	75.00	76.37	75.52	76.41	0.001001	0.86	268.93	197.05	0.23
Q	-7238.38	T200 CL	206.80	75.00	76.28	75.48	76.31	0.001000	0.82	251.44	197.02	0.23

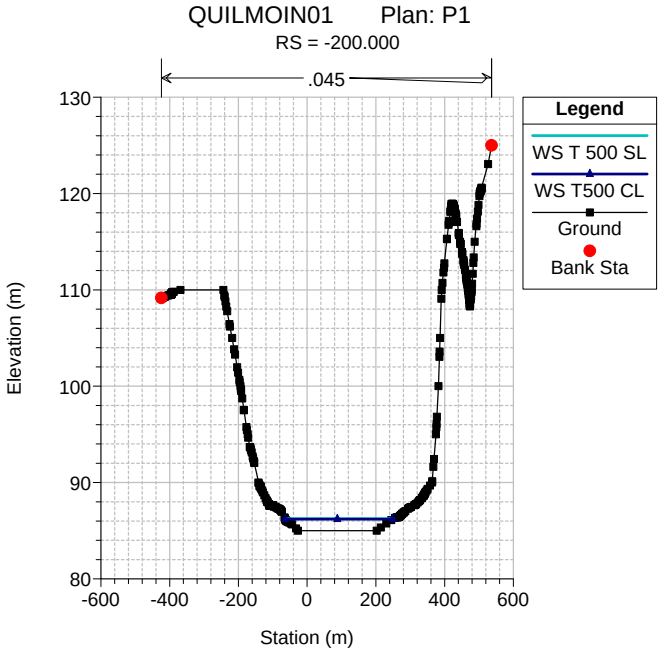
T: 500 AÑOS

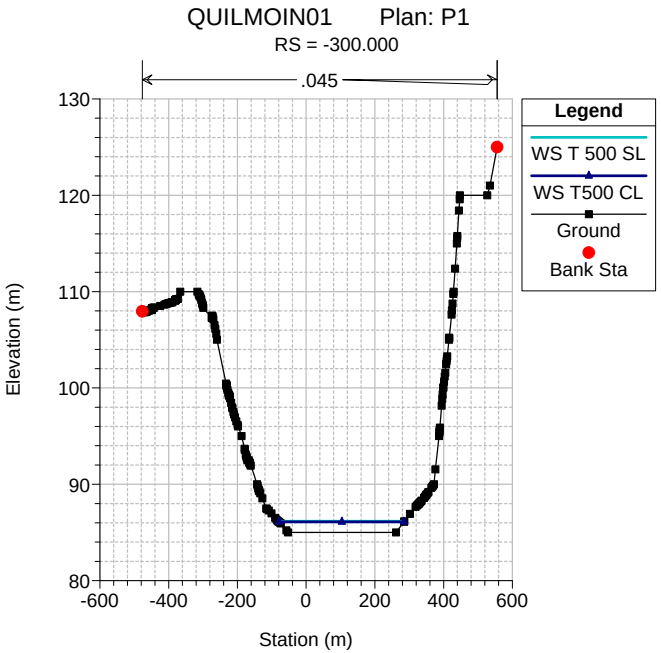

-7238.38
-7100.00
-7000.00
-6700.00
-6200.00
-6000.00
-5700.00
-5400.00
-5300.00
-5200.00
-5100.00
-5000.00
-4800.00
-4600.00
-4400.00
-3900.00
-3800.00
-3700.00
-3600.00
-3500.00
-3400.00
-3300.00
-3200.00
-3100.00
-3000.00
-2900.00
-2800.00
-2700.00
-1900.00
-2100.00
-2300.00
-1400.00
-1300.00
-1200.00
-1000.00
-700.000
-600.000
-500.000
0.000
Q

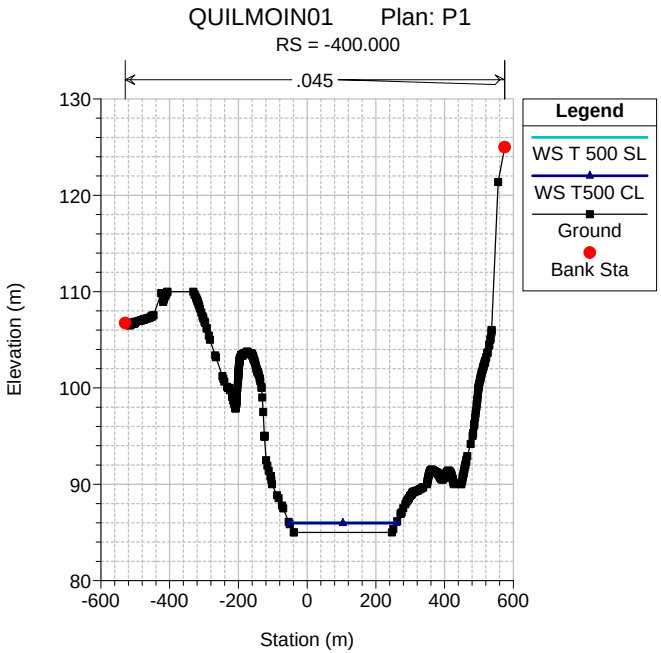

-7238.38
-7100.00
-7000.00
-6700.00
-6200.00
-6000.00
-5700.00
-5400.00
-5300.00
-5200.00
-5100.00
-5000.00
-4800.00
-4600.00
-4400.00
-3900.00
-3800.00
-3700.00
-3600.00
-3500.00
-3400.00
-3300.00
-3200.00
-3100.00
-3000.00
-2900.00
-2800.00
-2700.00
-1900.00
-2100.00
-2300.00
-1400.00
-1300.00
-1200.00
-1000.00
-700.000
-600.000
-500.000
0.000

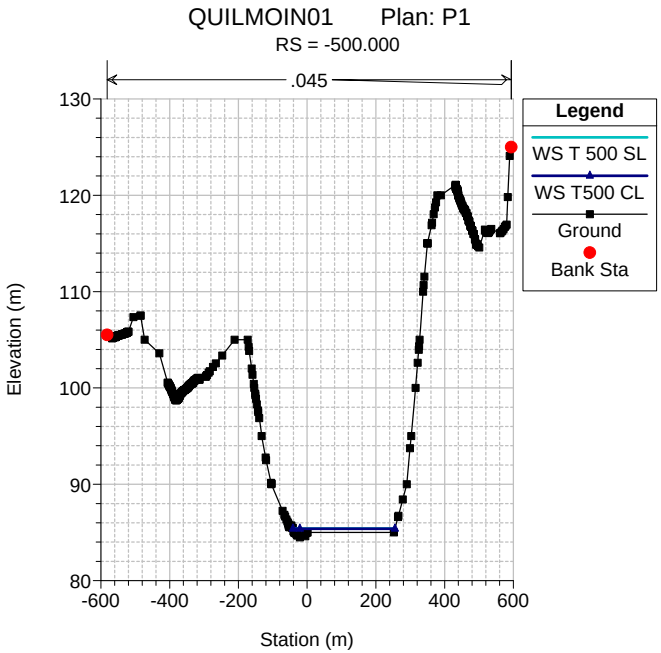

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = 0.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

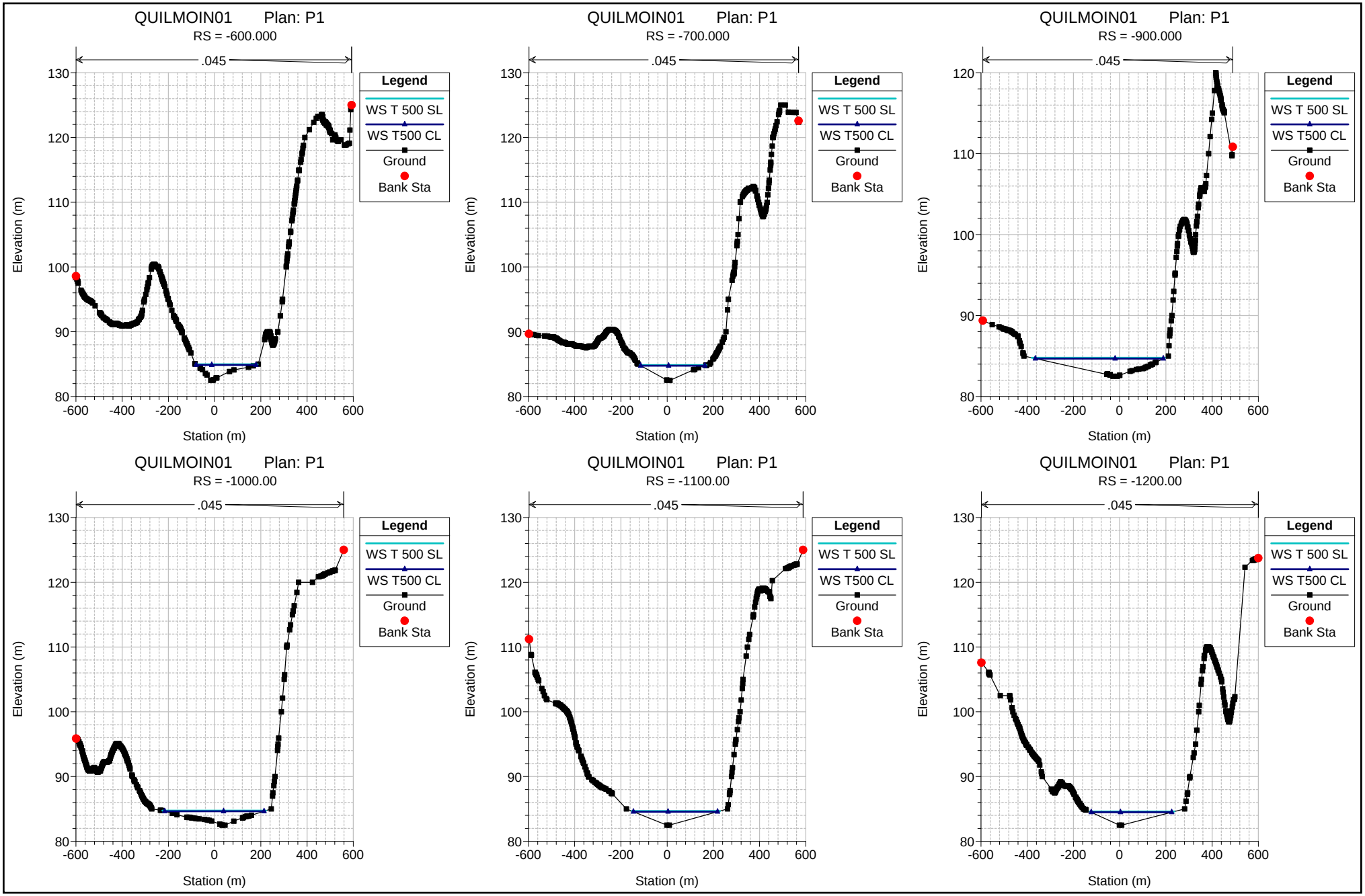

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -100.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

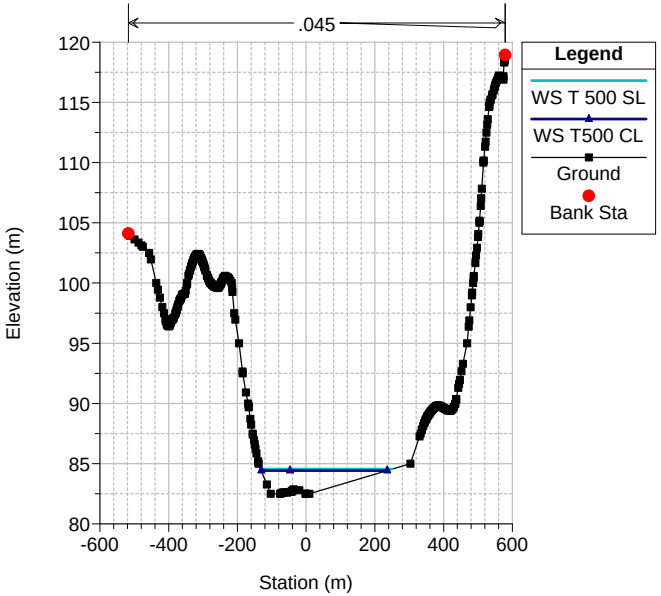

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -200.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

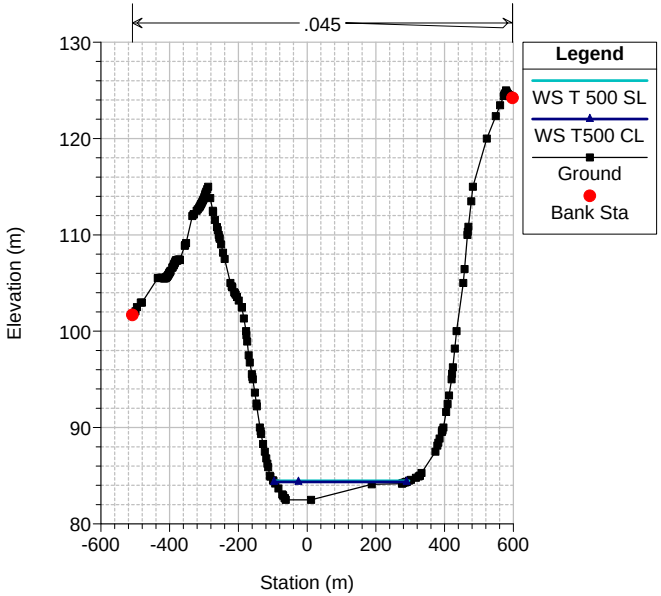

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -300.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

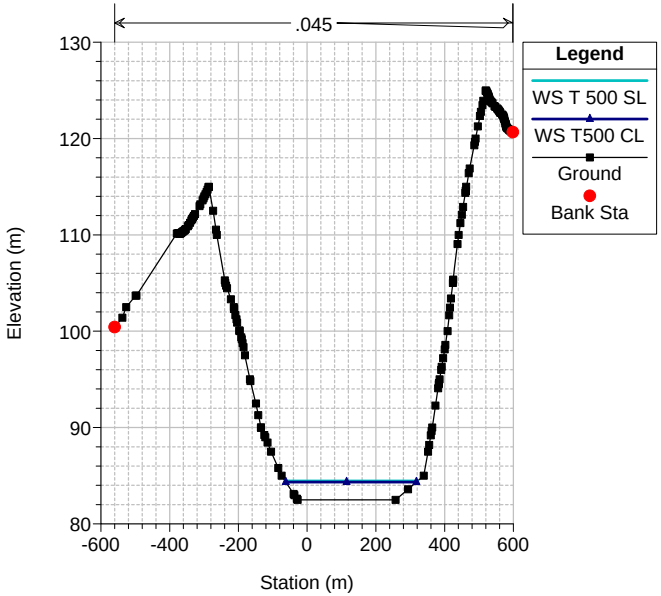

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -400.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

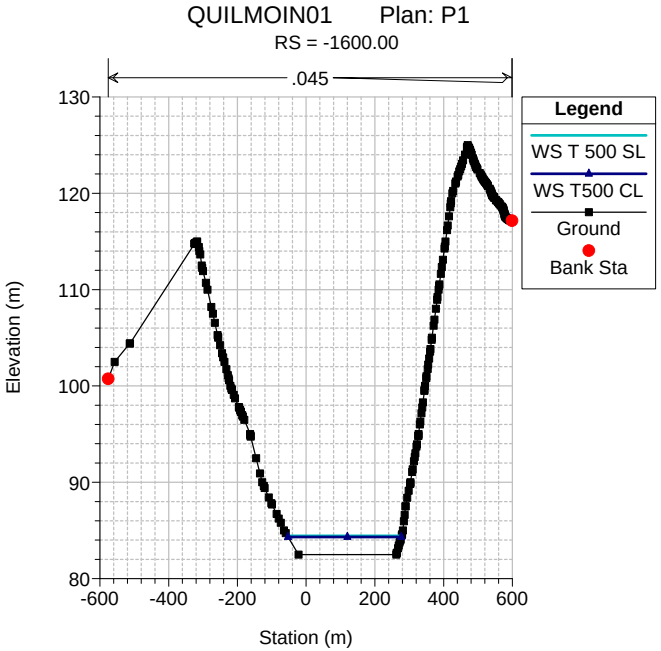

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -500.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

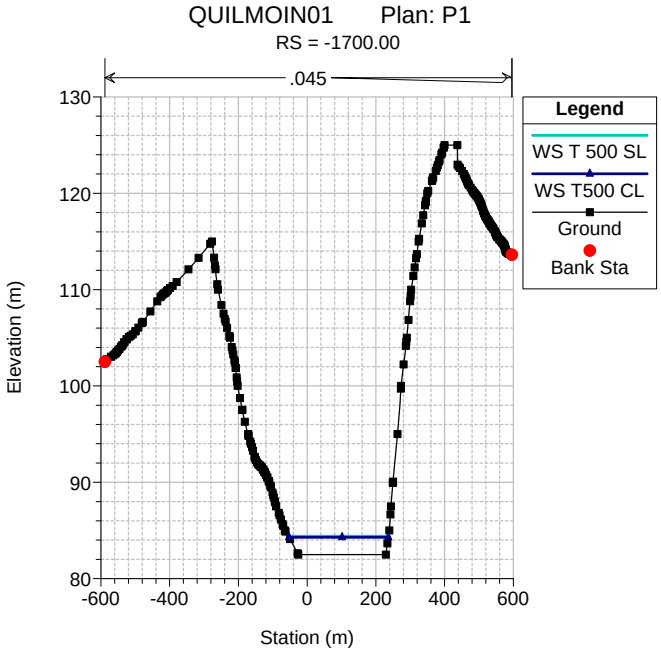

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -600.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -700.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -900.000
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1000.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1100.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1200.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

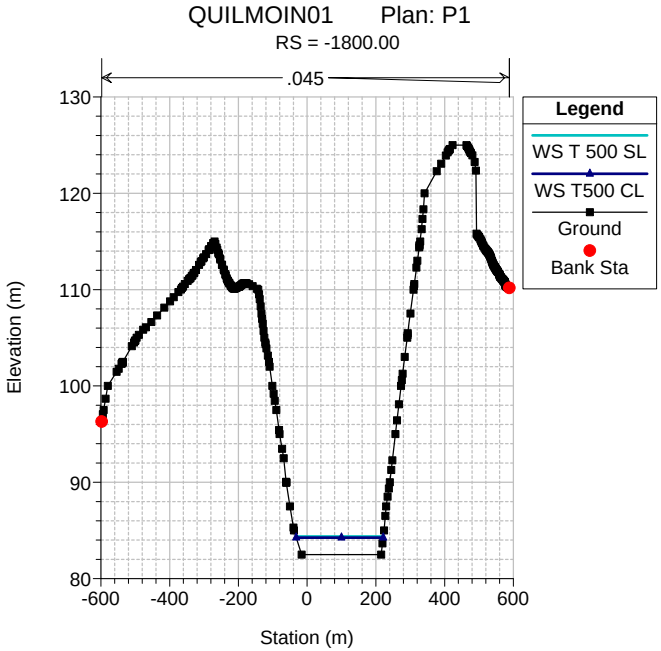

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1300.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

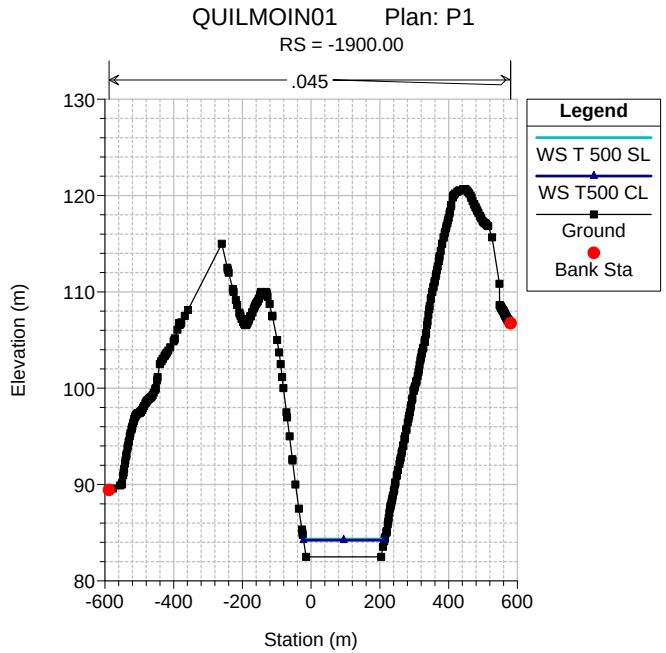

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1400.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

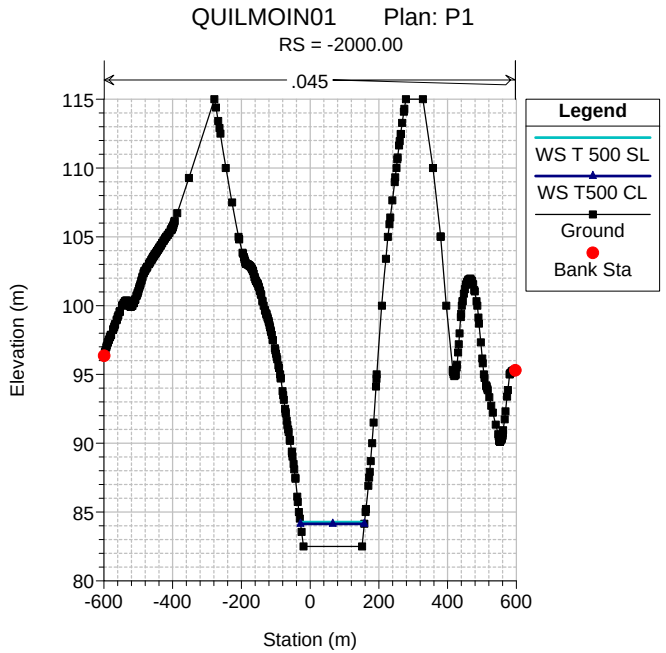

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1500.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

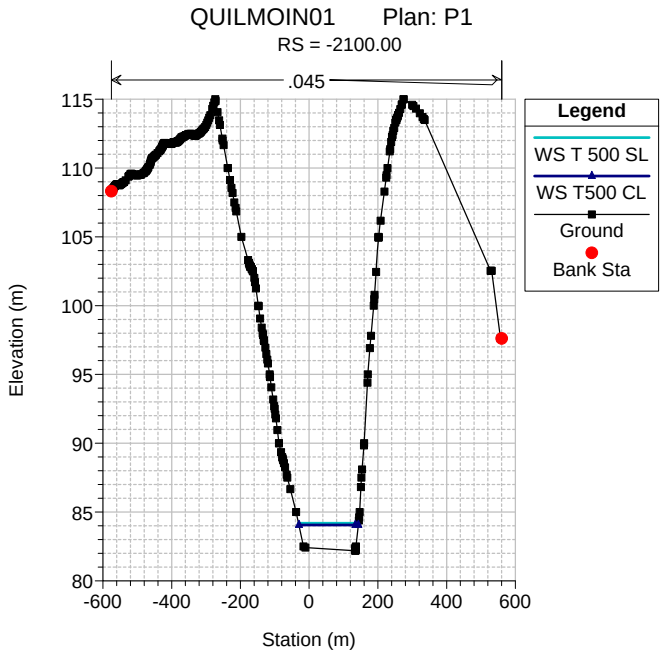

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1600.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

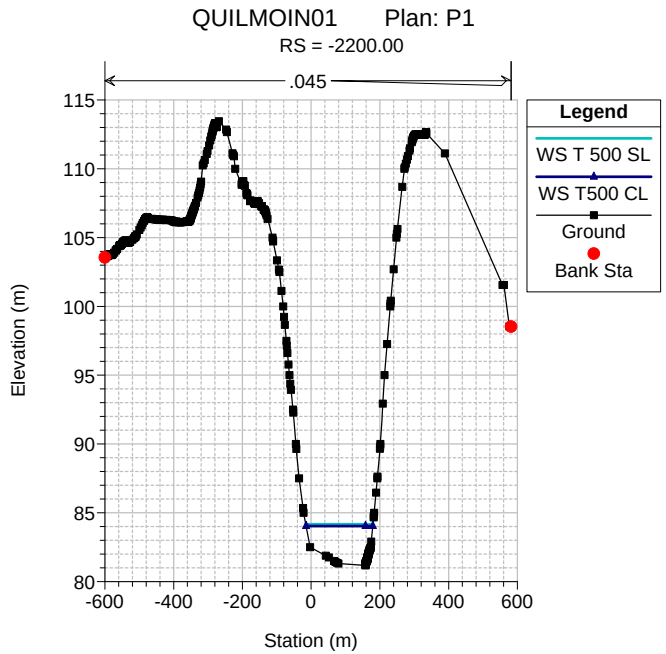

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1700.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

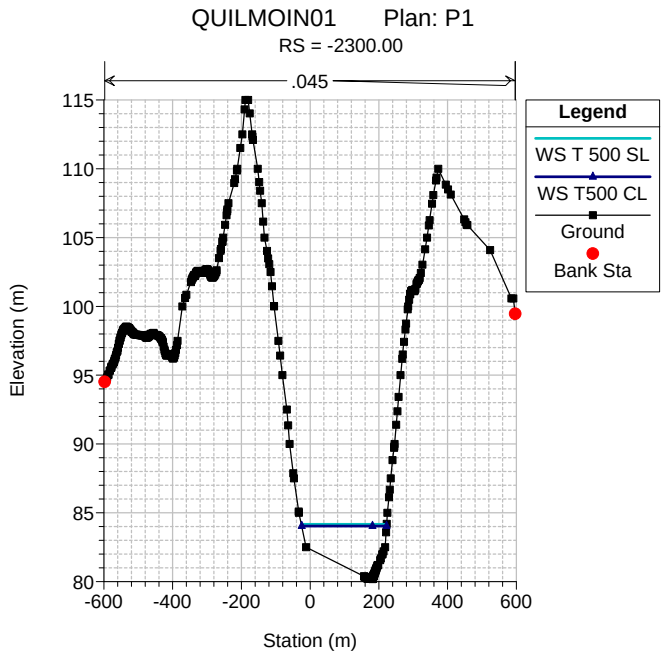

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1800.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

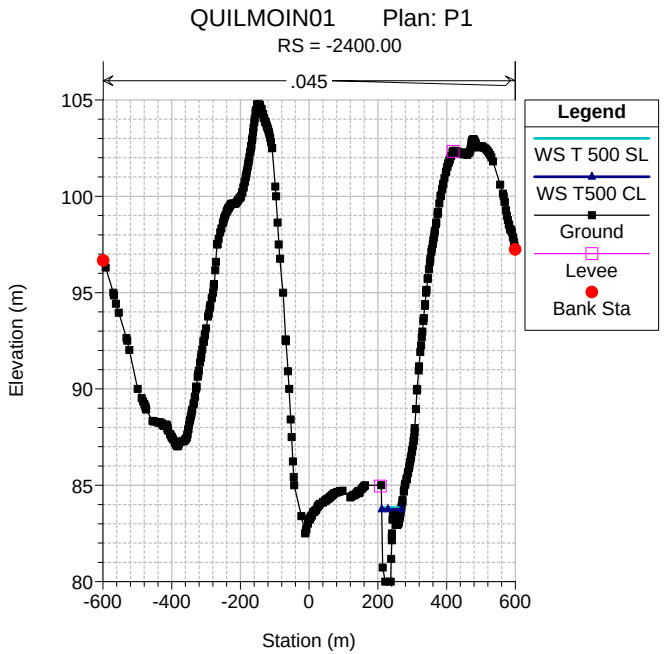

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -1900.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

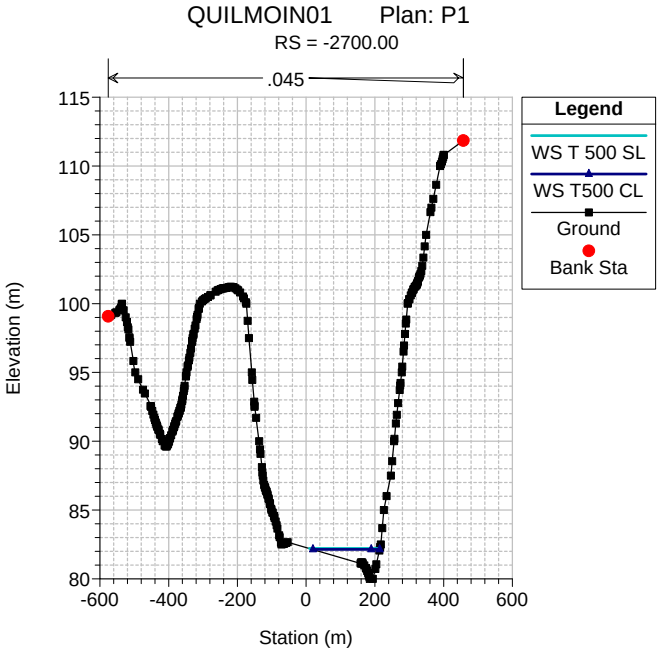

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2000.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

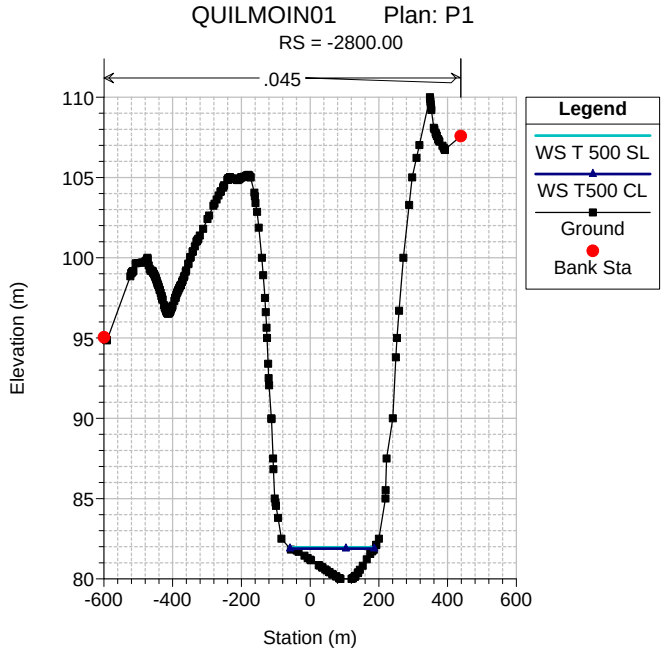

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2100.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

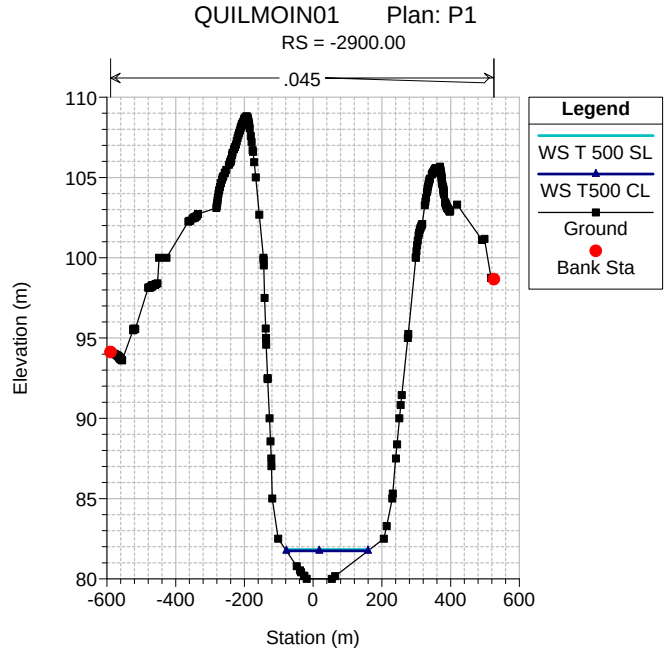

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2200.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

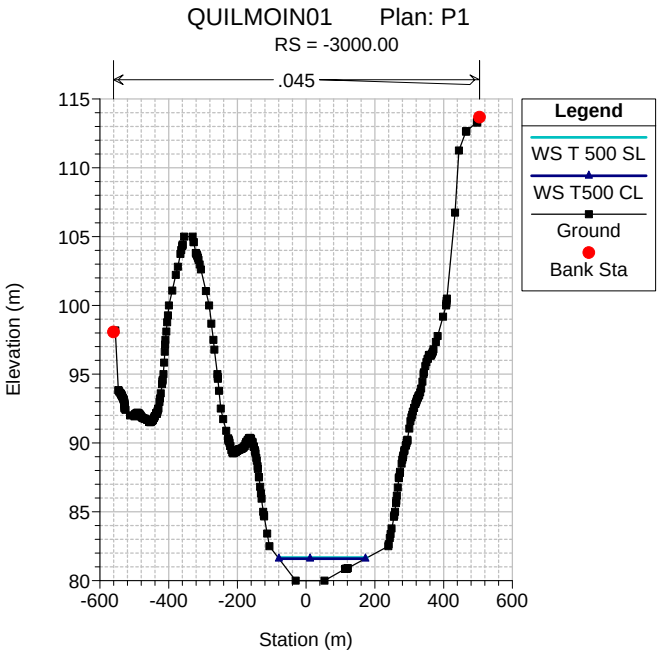

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2300.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

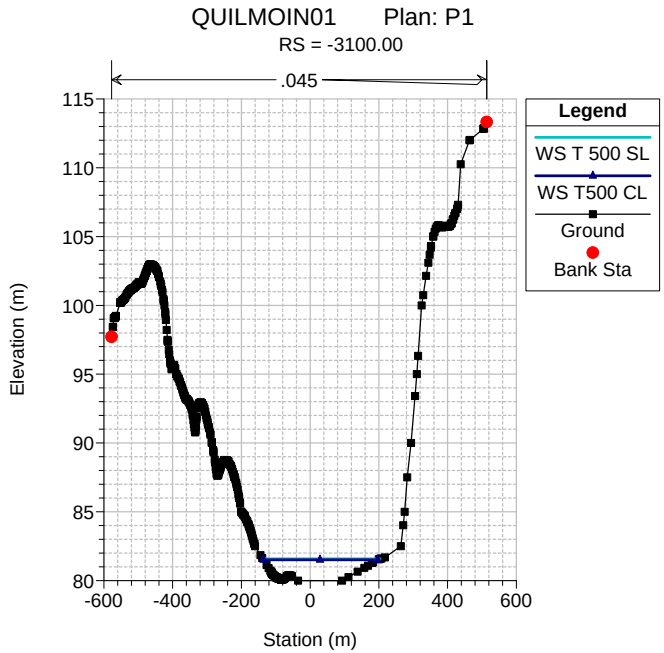

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2400.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

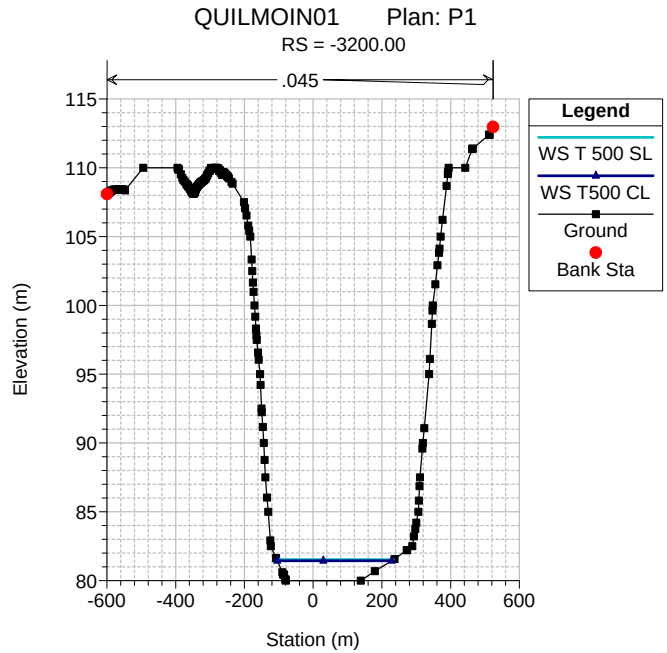

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2700.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

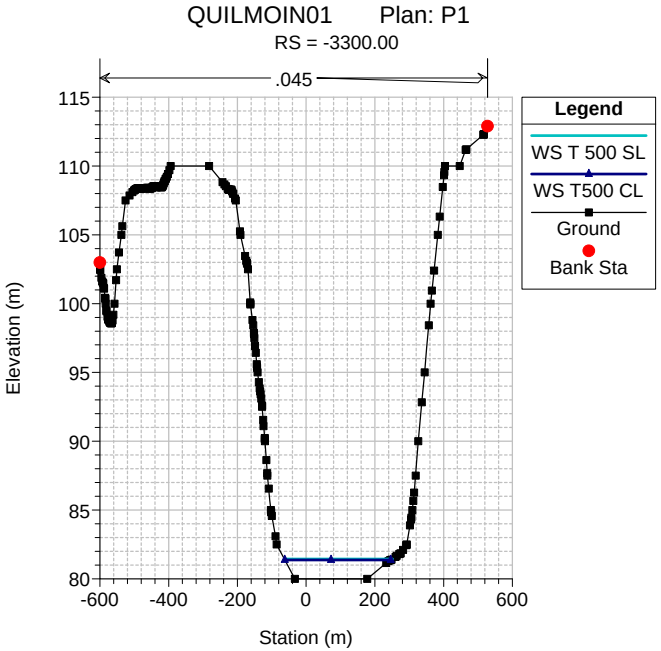

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2800.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

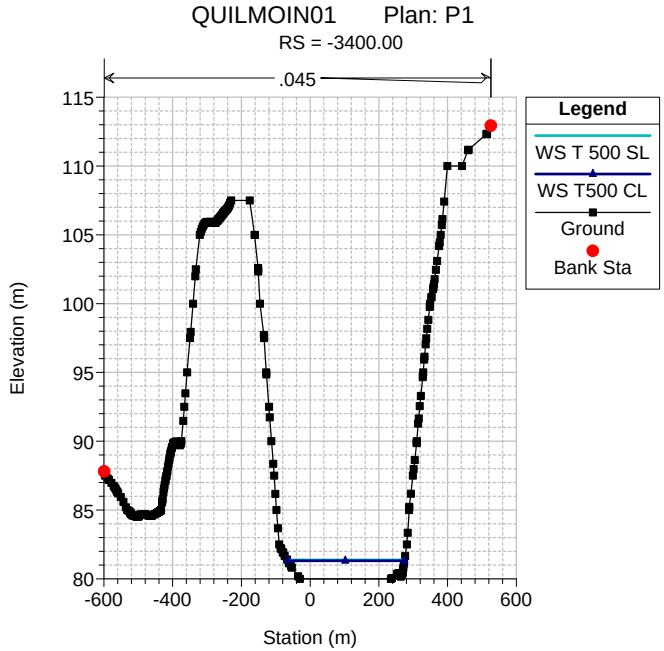

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -2900.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

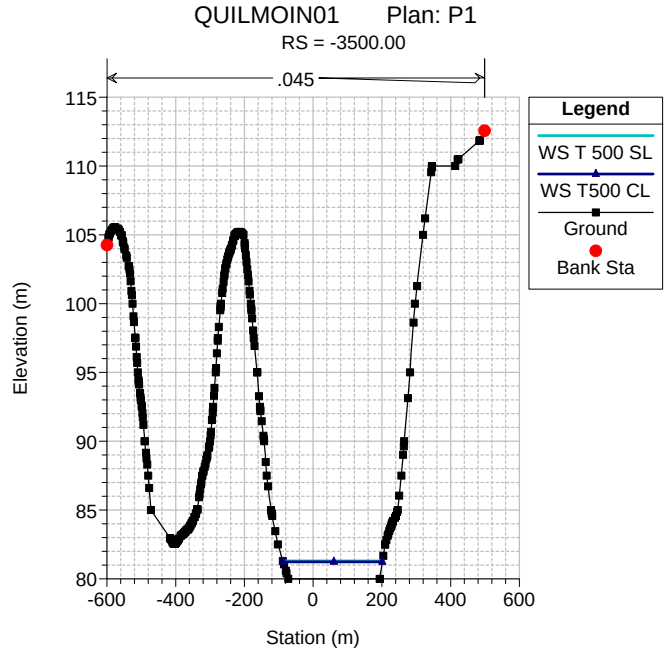

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3000.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

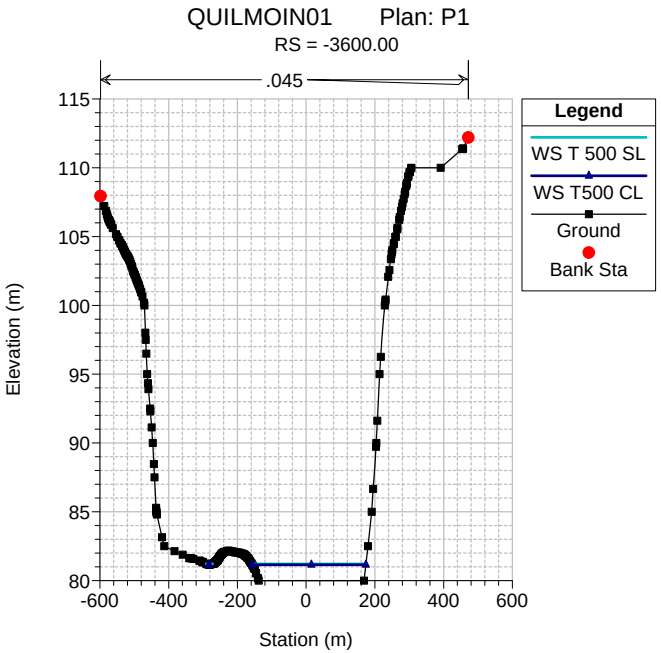

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3100.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

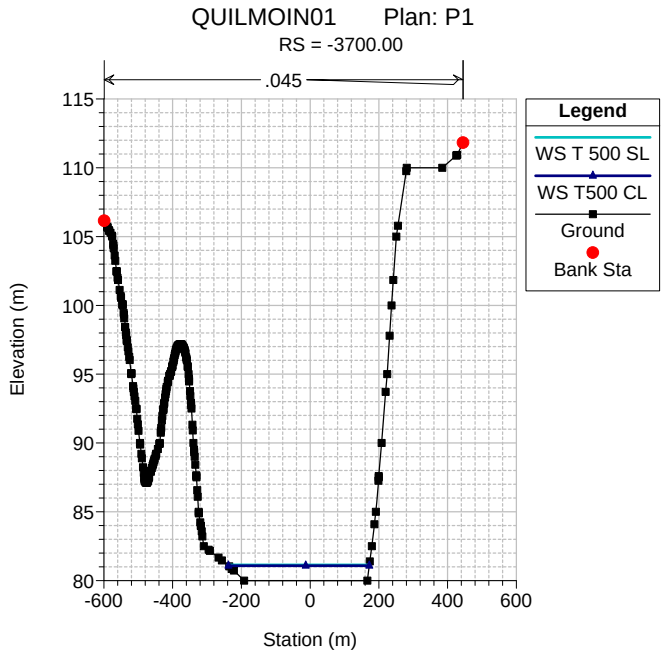

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3200.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

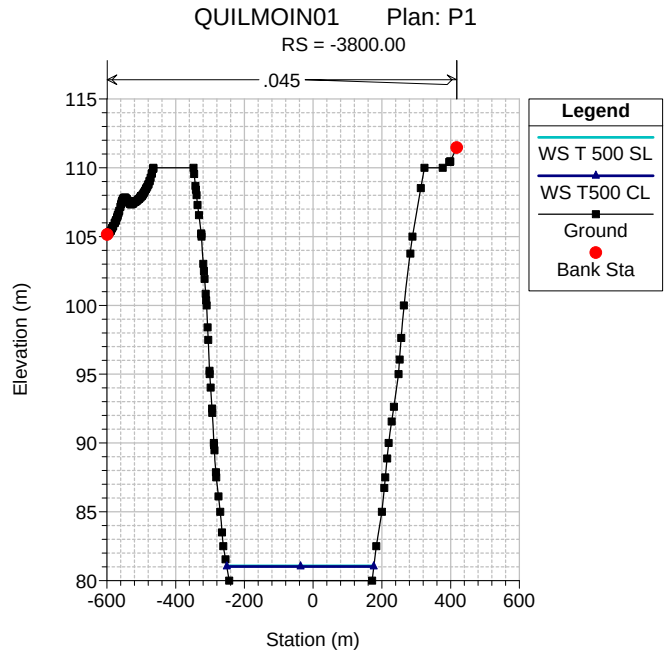

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3300.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

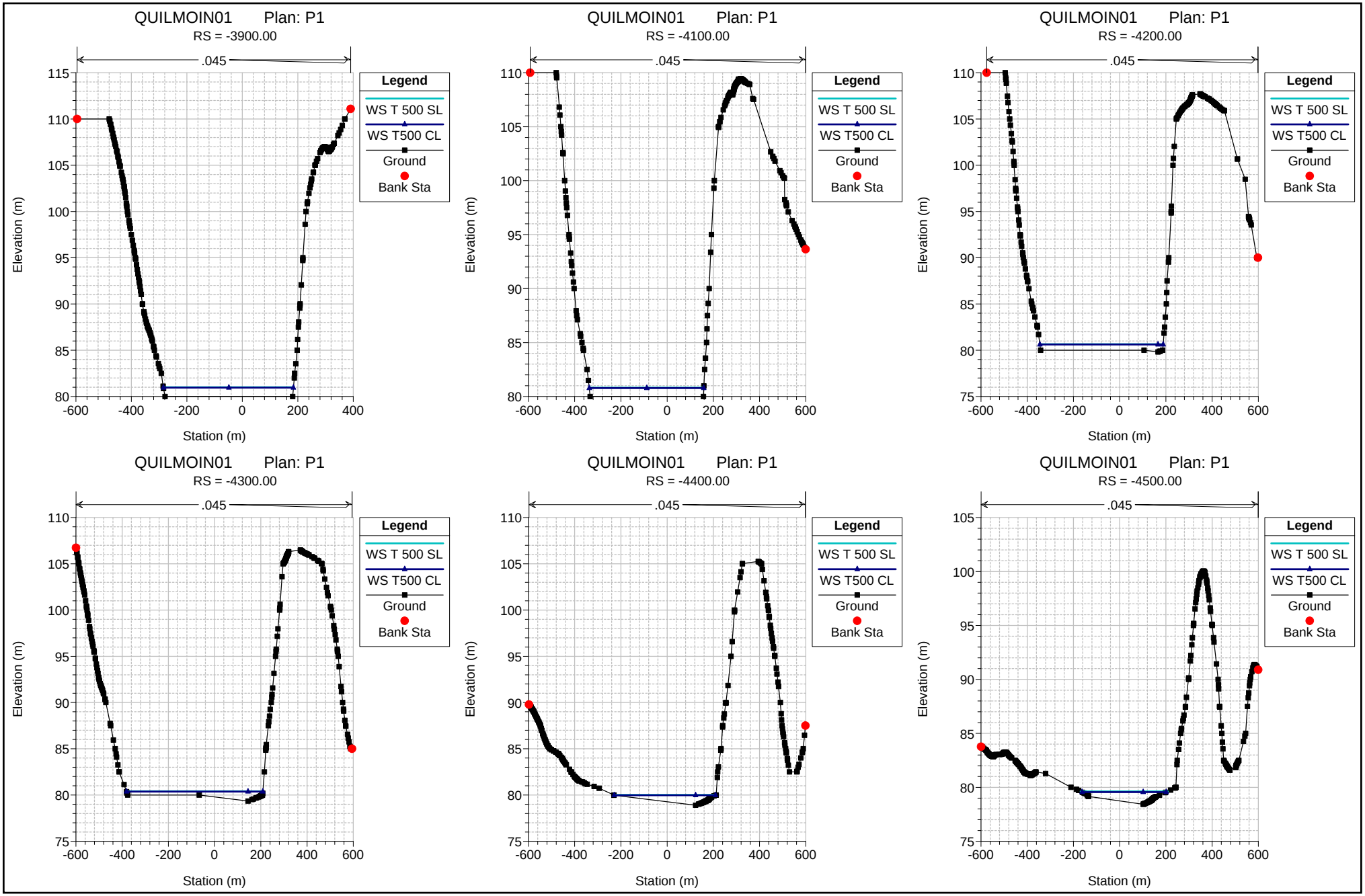

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3400.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

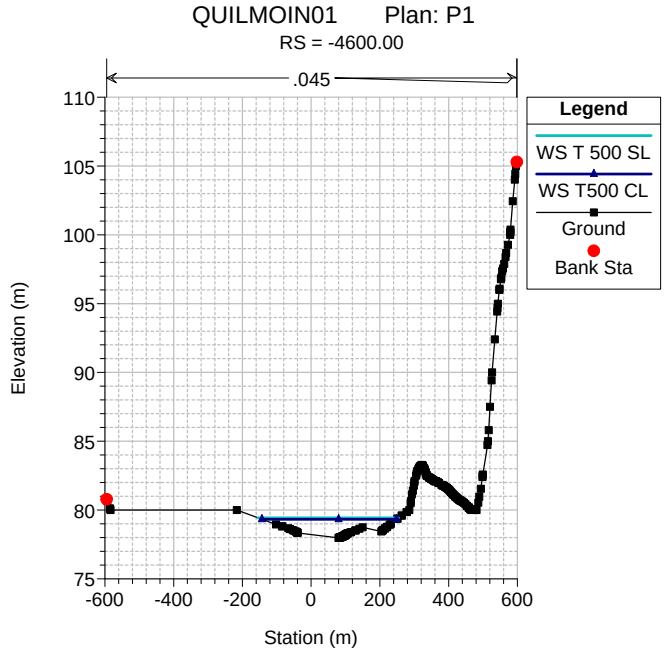

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3500.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

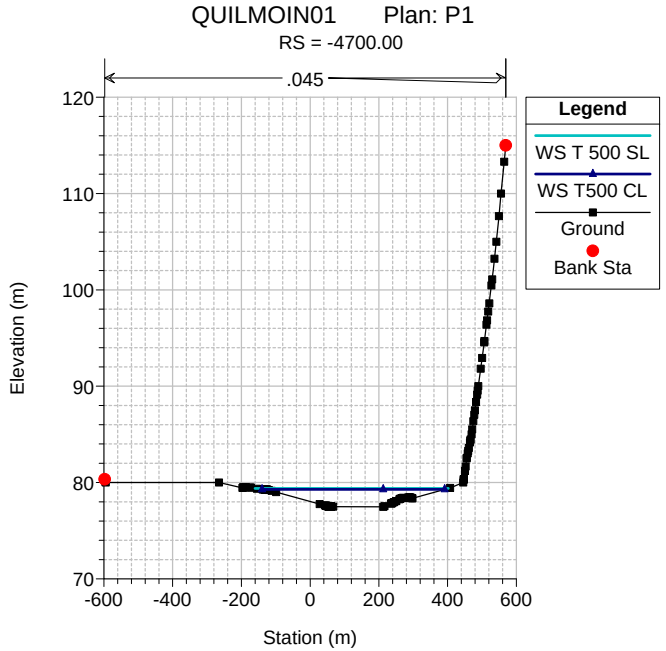

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3600.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

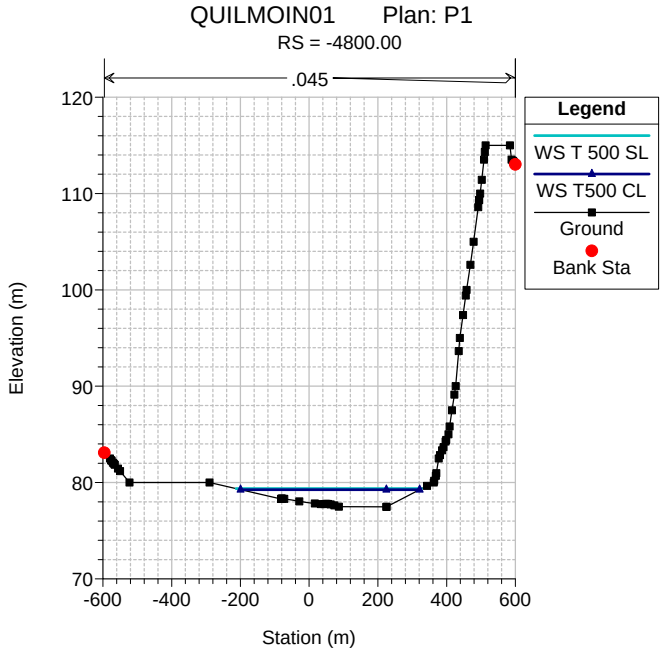

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3700.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

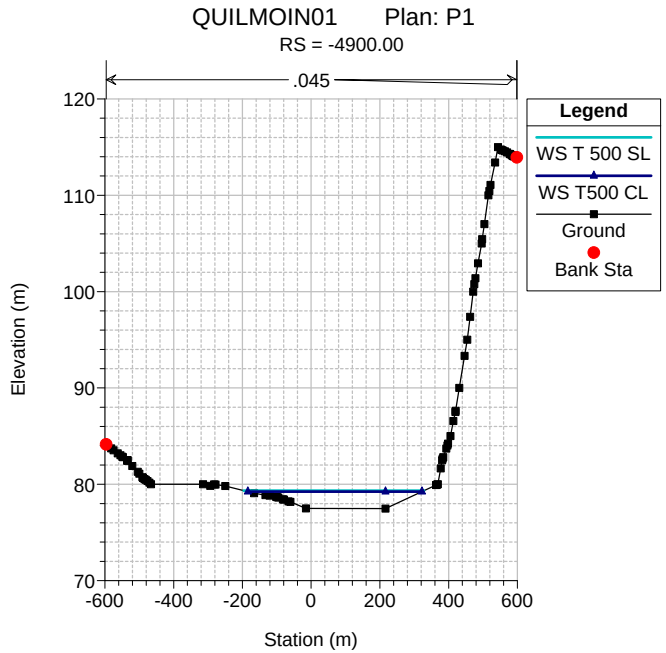

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3800.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

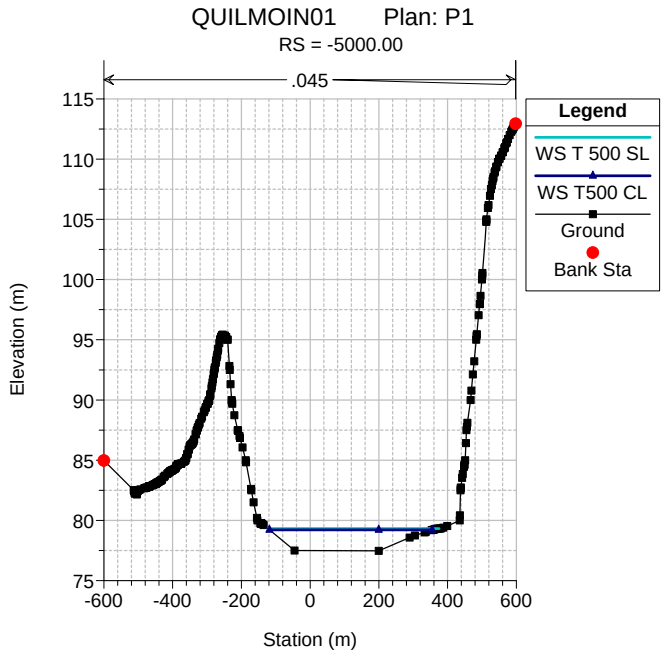

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -3900.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4100.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4200.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4300.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4400.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4500.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

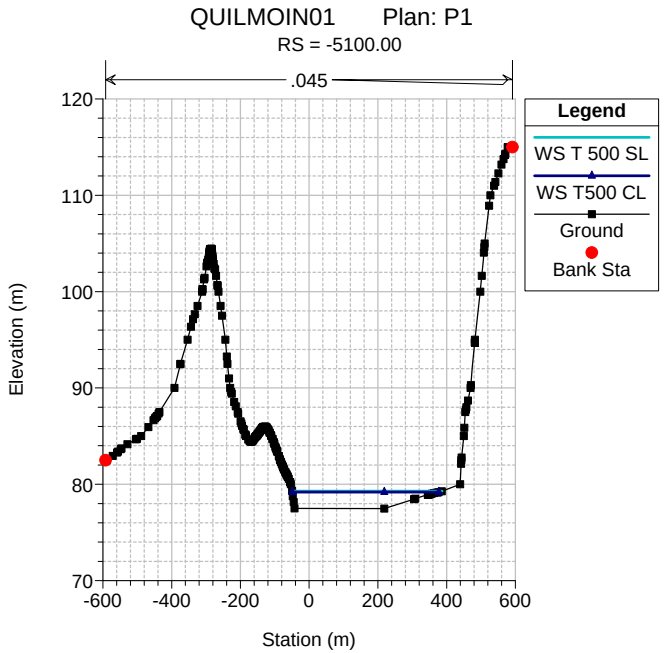

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4600.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

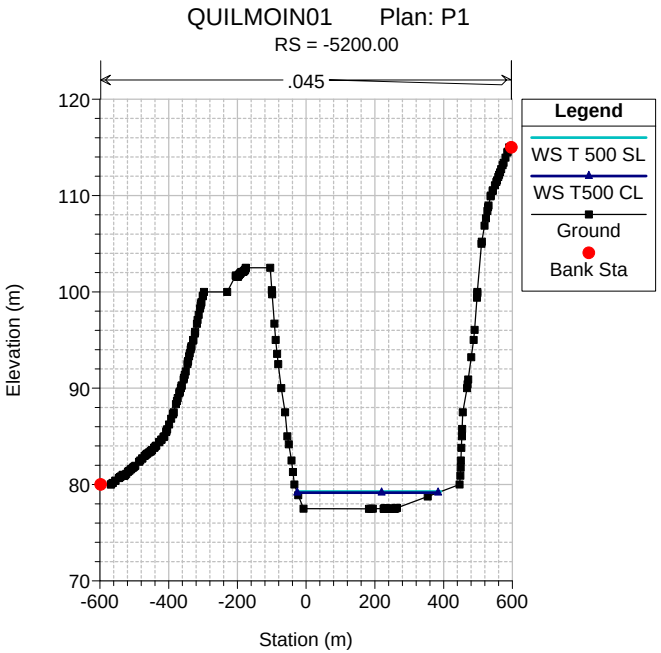

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4700.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

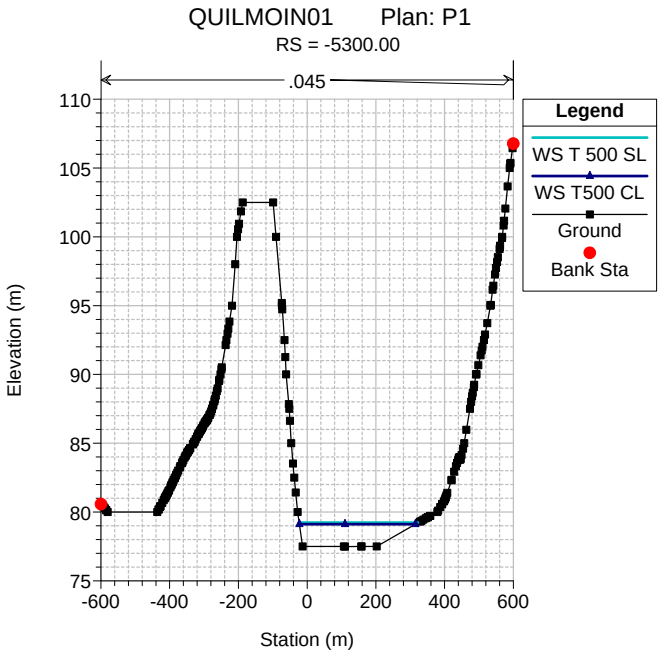

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4800.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

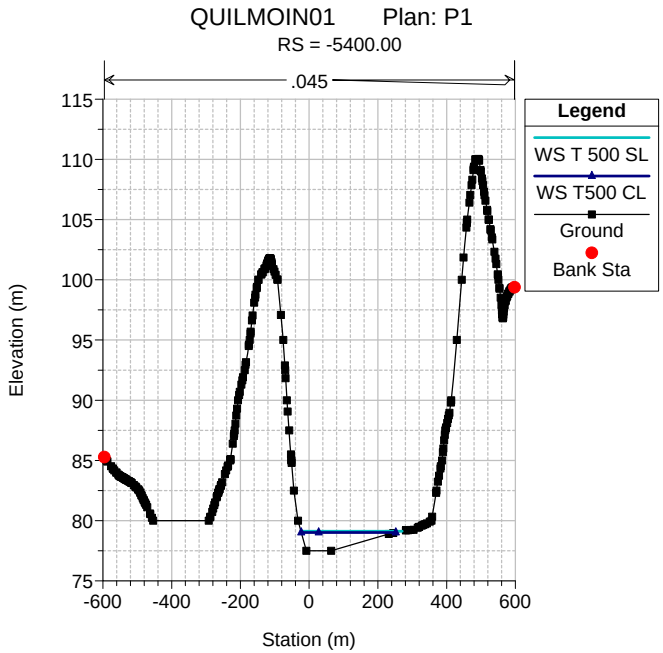

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -4900.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

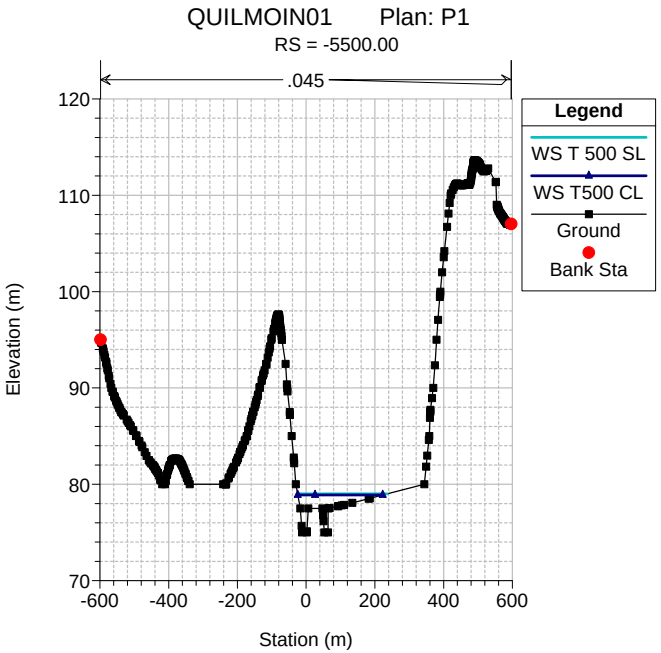

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5000.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

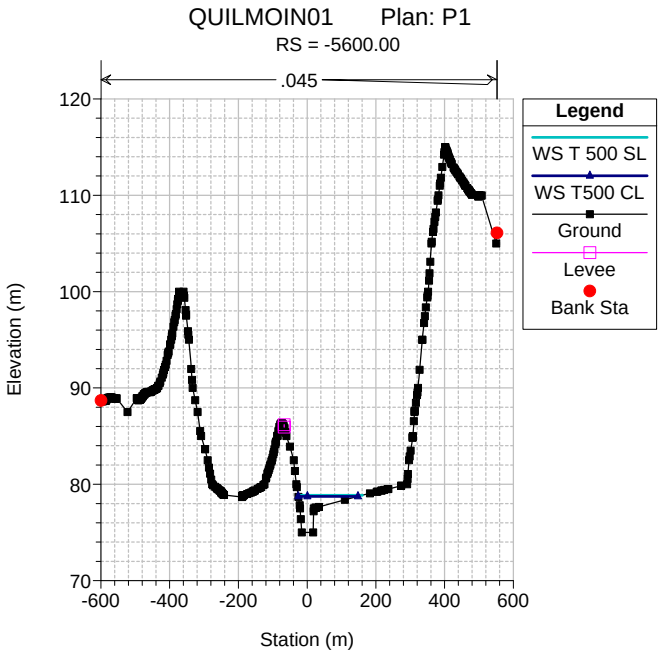

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5100.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

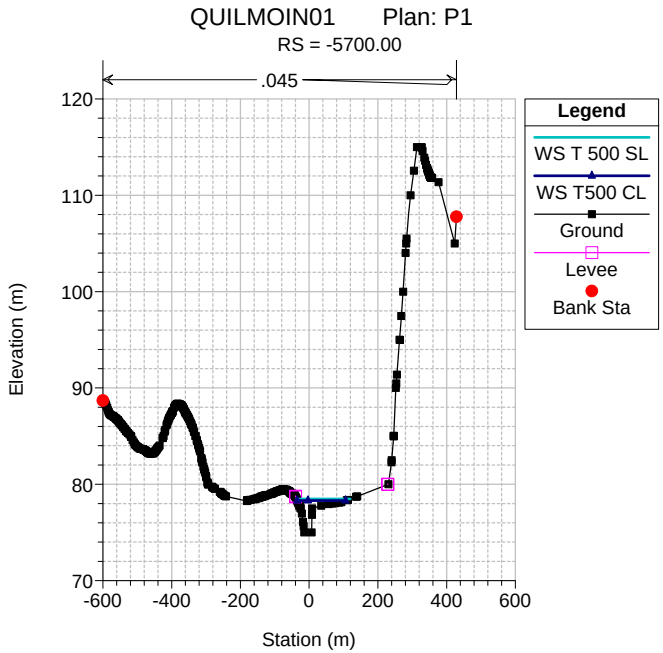

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5200.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

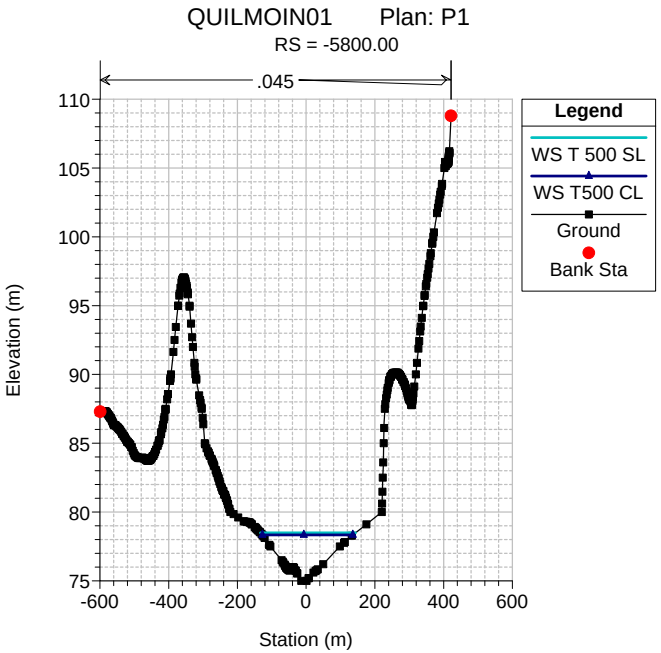

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5300.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

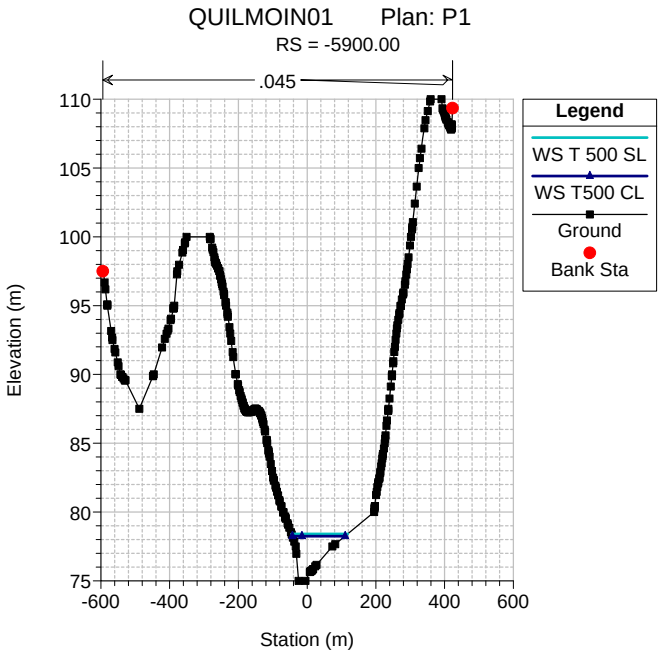

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5400.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

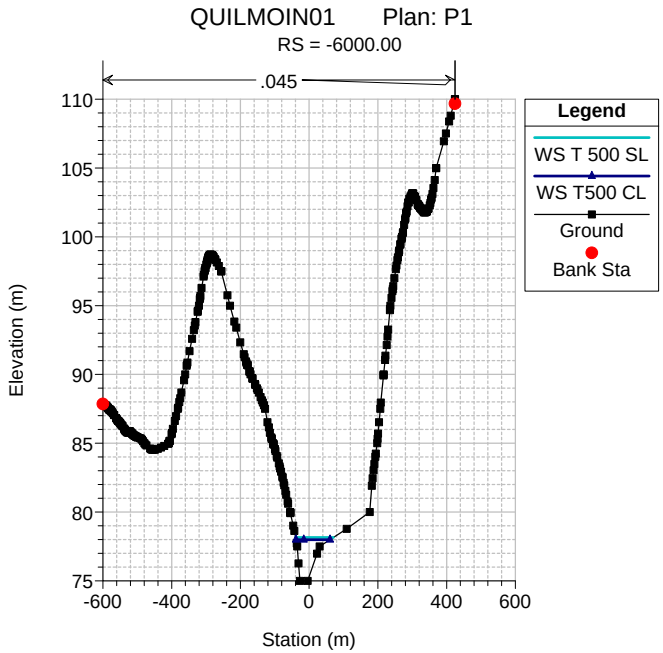

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5500.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

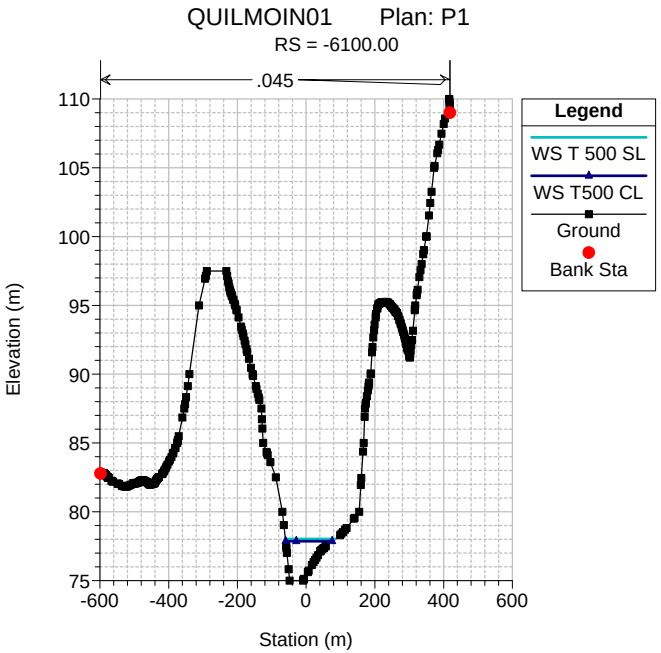

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5600.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

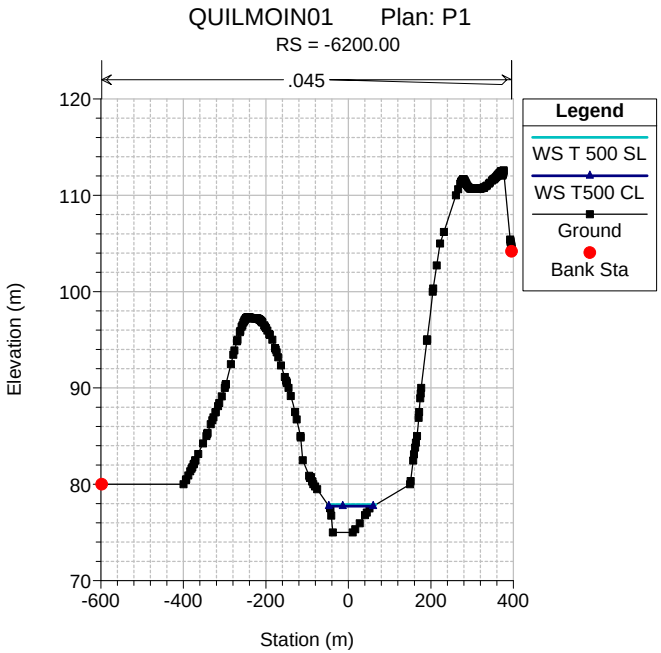

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5700.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

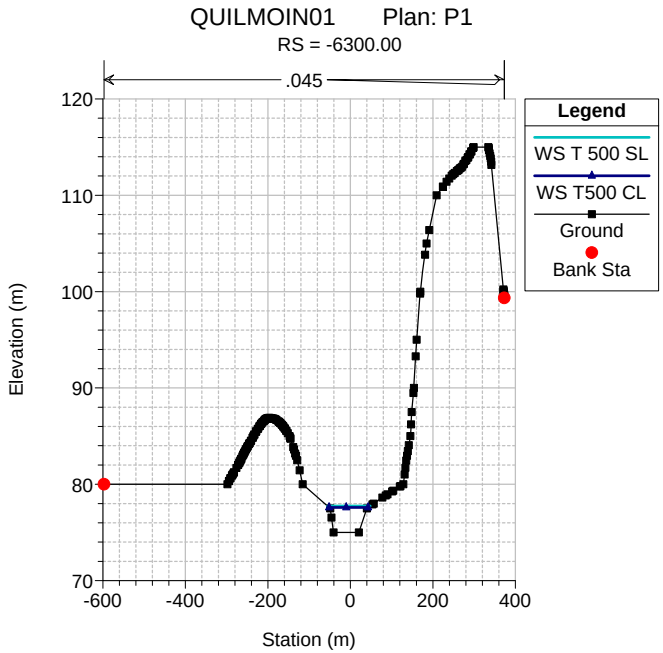

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5800.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

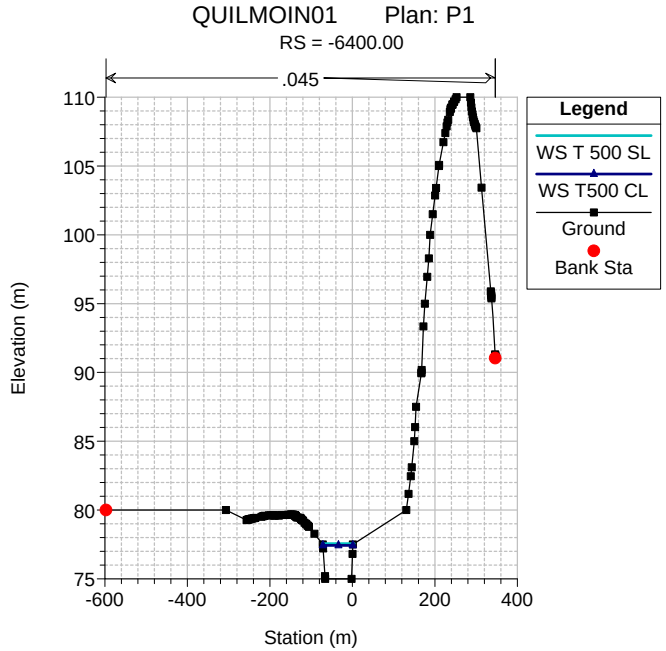

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -5900.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

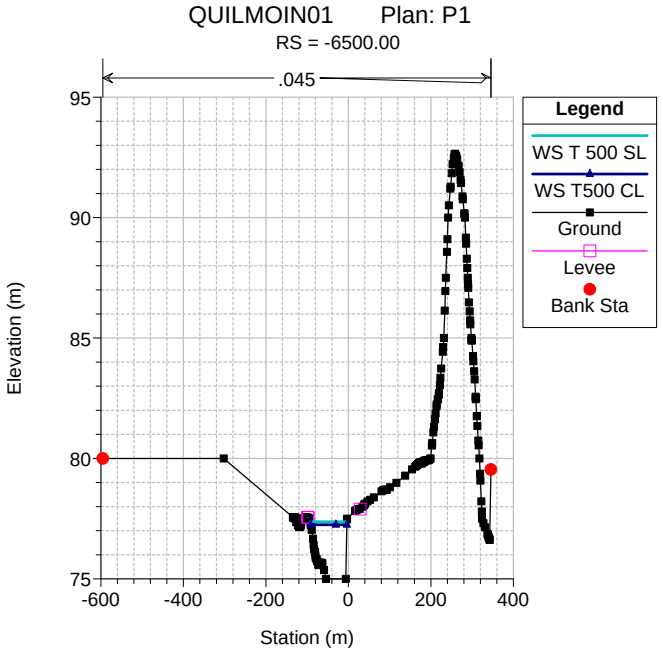

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6000.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

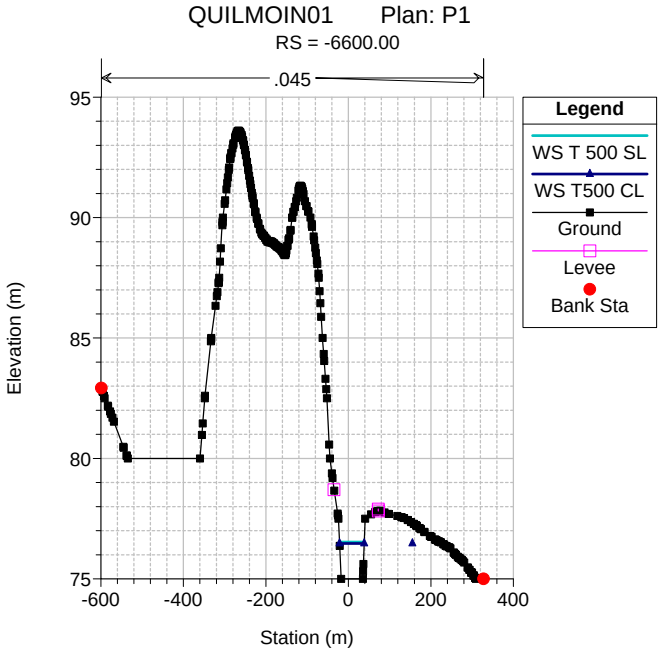

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6100.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

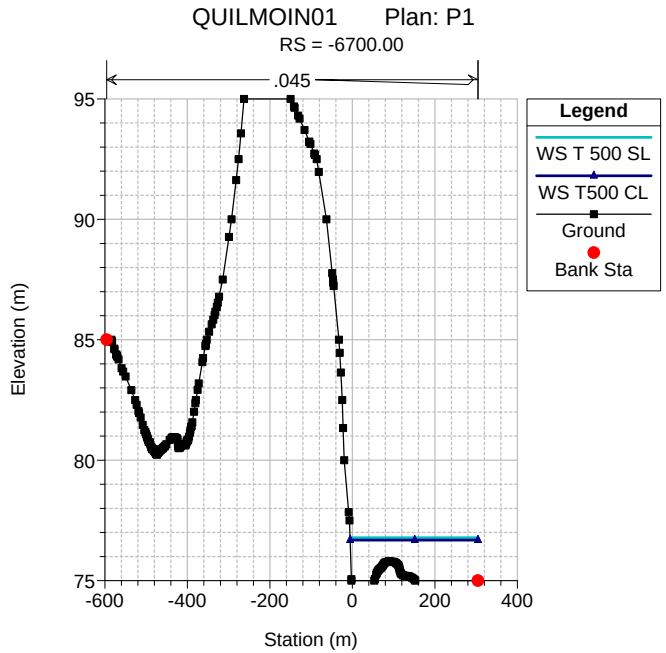

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6200.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

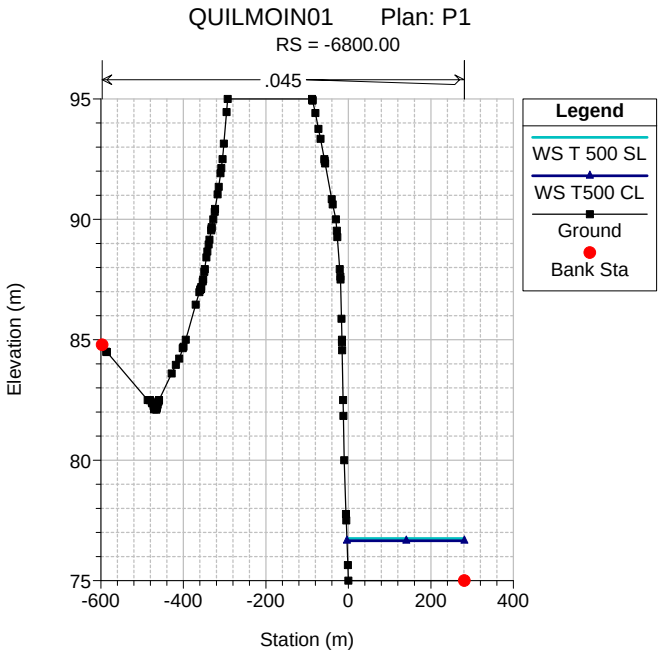

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6300.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

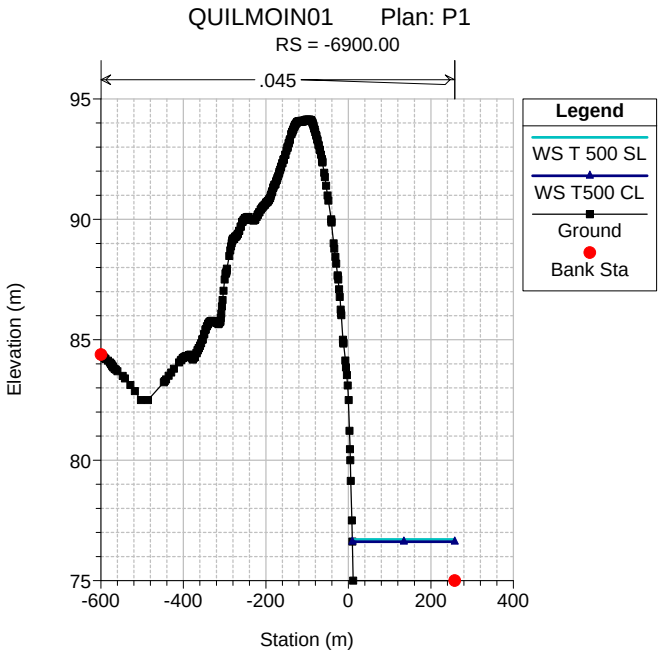

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6400.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

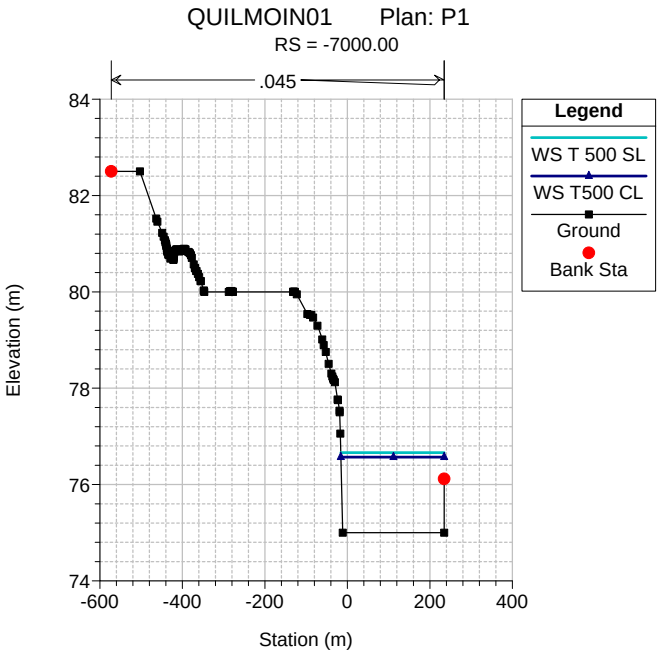

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6500.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

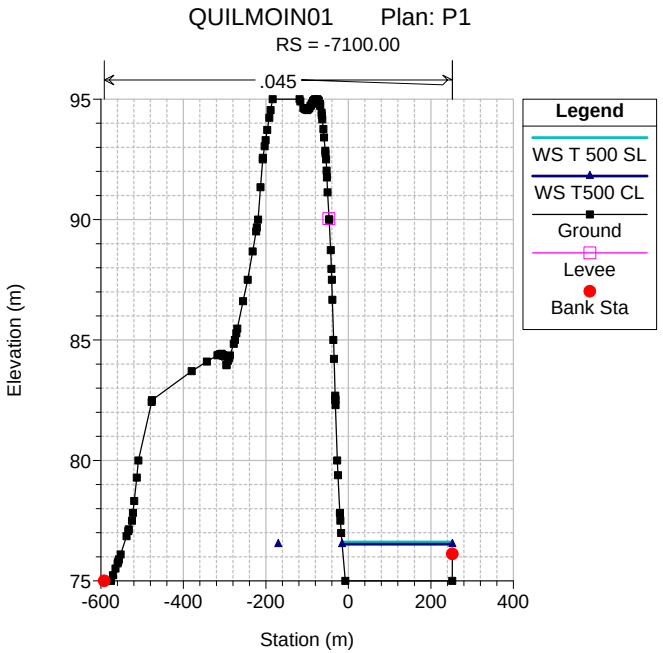

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6600.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

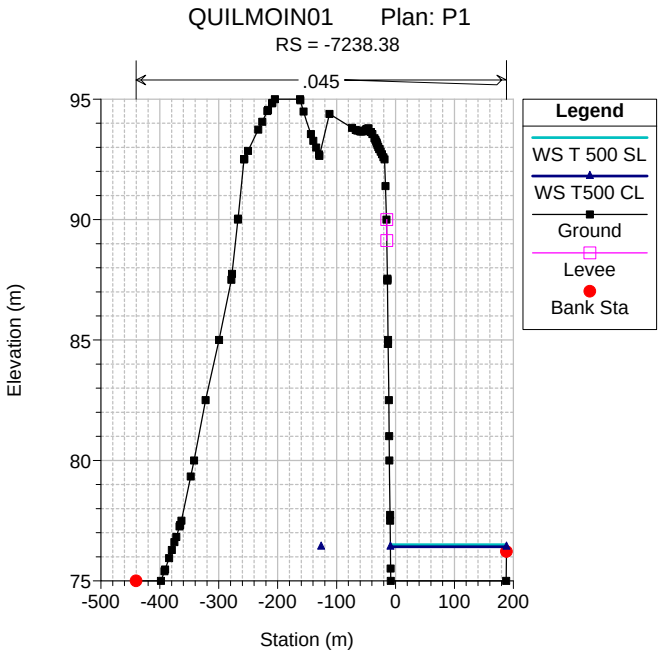

QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6700.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6800.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -6900.00
.045
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7000.00
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Bank Sta


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7100.00
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Levee
Bank Sta


QUILMOIN01 Plan: P1
RS = -7238.38
.045
Elevation (m)
Station (m)
Legend
WS T 500 SL
WS T500 CL
Ground
Levee
Bank Sta

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	0.000	T 500 SL	270.80	85.00	87.28	86.64	87.55	0.005101	2.32	116.80	65.12	0.55
Q	0.000	T500 CL	244.30	85.00	87.19	86.56	87.44	0.004827	2.20	111.22	64.56	0.53
Q	-100.000	T 500 SL	270.80	85.00	86.34	86.28	86.68	0.018078	2.58	104.86	130.44	0.92
Q	-100.000	T500 CL	244.30	85.00	86.28	86.22	86.60	0.017637	2.49	98.00	126.21	0.90
Q	-200.000	T 500 SL	270.80	85.00	86.25		86.28	0.001176	0.80	339.30	316.60	0.25
Q	-200.000	T500 CL	244.30	85.00	86.19		86.22	0.001144	0.76	320.36	313.36	0.24
Q	-300.000	T 500 SL	270.80	85.00	86.16		86.18	0.000880	0.69	392.79	367.10	0.21
Q	-300.000	T500 CL	244.30	85.00	86.10		86.12	0.000848	0.66	371.86	363.57	0.21
Q	-400.000	T 500 SL	270.80	85.00	86.02		86.06	0.001644	0.89	305.45	312.85	0.29
Q	-400.000	T500 CL	244.30	85.00	85.97		86.01	0.001594	0.84	289.30	311.47	0.28
Q	-500.000	T 500 SL	270.80	84.49	85.40	85.40	85.62	0.026362	2.08	130.20	297.23	1.00
Q	-500.000	T500 CL	244.30	84.49	85.38	85.38	85.58	0.026271	1.99	122.46	296.83	0.99
Q	-600.000	T 500 SL	270.80	82.50	84.97	84.03	85.02	0.001614	0.94	289.43	269.74	0.29
Q	-600.000	T500 CL	244.30	82.50	84.88	83.97	84.92	0.001681	0.92	264.36	258.71	0.29
Q	-700.000	T 500 SL	270.80	82.50	84.86		84.89	0.000969	0.78	347.27	290.06	0.23
Q	-700.000	T500 CL	244.30	82.50	84.76		84.79	0.000982	0.76	319.44	277.57	0.23
Q	-900.000	T 500 SL	270.80	82.50	84.79		84.79	0.000247	0.39	688.94	576.40	0.11
Q	-900.000	T500 CL	244.30	82.50	84.69		84.69	0.000253	0.39	632.09	553.52	0.12
Q	-1000.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.74		84.76	0.000548	0.55	490.72	448.98	0.17
Q	-1000.00	T500 CL	244.30	82.50	84.64		84.66	0.000579	0.55	445.89	429.62	0.17
Q	-1100.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.68		84.70	0.000698	0.63	427.93	382.30	0.19
Q	-1100.00	T500 CL	244.30	82.50	84.57		84.59	0.000735	0.63	388.55	364.30	0.19
Q	-1200.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.59		84.62	0.000865	0.69	394.67	366.93	0.21
Q	-1200.00	T500 CL	244.30	82.50	84.48		84.51	0.000934	0.69	354.98	348.01	0.22

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-1300.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.54		84.56	0.000439	0.55	491.47	381.55	0.15
Q	-1300.00	T500 CL	244.30	82.50	84.43		84.44	0.000458	0.54	448.74	366.54	0.16
Q	-1400.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.48		84.50	0.000764	0.64	421.75	394.50	0.20
Q	-1400.00	T500 CL	244.30	82.50	84.36		84.38	0.000895	0.65	374.58	385.61	0.21
Q	-1500.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.46		84.46	0.000170	0.41	656.48	385.89	0.10
Q	-1500.00	T500 CL	244.30	82.50	84.33		84.34	0.000173	0.40	609.74	379.68	0.10
Q	-1600.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.44		84.45	0.000191	0.45	596.82	332.29	0.11
Q	-1600.00	T500 CL	244.30	82.50	84.31		84.32	0.000194	0.44	556.39	329.35	0.11
Q	-1700.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.41		84.42	0.000253	0.52	521.00	291.62	0.12
Q	-1700.00	T500 CL	244.30	82.50	84.29		84.30	0.000257	0.50	485.48	288.99	0.12
Q	-1800.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.38		84.39	0.000329	0.59	455.93	254.73	0.14
Q	-1800.00	T500 CL	244.30	82.50	84.25		84.27	0.000337	0.58	424.78	253.19	0.14
Q	-1900.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.34		84.36	0.000402	0.65	416.83	236.32	0.16
Q	-1900.00	T500 CL	244.30	82.50	84.21		84.23	0.000413	0.63	387.74	235.09	0.16
Q	-2000.00	T 500 SL	270.80	82.50	84.27		84.30	0.000745	0.86	315.46	186.89	0.21
Q	-2000.00	T500 CL	244.30	82.50	84.14		84.18	0.000775	0.84	292.28	185.73	0.21
Q	-2100.00	T 500 SL	270.80	82.18	84.19		84.23	0.000759	0.89	305.15	174.49	0.21
Q	-2100.00	T500 CL	244.30	82.18	84.06		84.10	0.000783	0.86	283.12	172.85	0.22
Q	-2200.00	T 500 SL	270.80	81.18	84.17		84.18	0.000217	0.58	465.19	195.57	0.12
Q	-2200.00	T500 CL	244.30	81.18	84.04		84.06	0.000209	0.55	440.47	194.11	0.12
Q	-2300.00	T 500 SL	270.80	80.18	84.16		84.17	0.000087	0.40	673.06	248.38	0.08
Q	-2300.00	T500 CL	244.30	80.18	84.03		84.04	0.000082	0.38	641.67	246.96	0.08
Q	-2400.00	T 500 SL	270.80	80.00	83.84	82.45	84.11	0.004408	2.31	117.25	57.33	0.52

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-2400.00	T500 CL	244.30	80.00	83.75	82.29	83.99	0.004110	2.18	111.87	56.47	0.50
Q	-2700.00	T 500 SL	270.80	80.00	82.21		82.35	0.007812	1.68	161.64	205.01	0.60
Q	-2700.00	T500 CL	244.30	80.00	82.13		82.28	0.008138	1.66	146.88	194.18	0.61
Q	-2800.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.97		82.02	0.001628	0.97	280.10	250.17	0.29
Q	-2800.00	T500 CL	244.30	80.00	81.89		81.93	0.001644	0.94	260.45	245.13	0.29
Q	-2900.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.82		81.86	0.001386	0.93	291.45	244.79	0.27
Q	-2900.00	T500 CL	244.30	80.00	81.74		81.78	0.001354	0.90	272.58	237.56	0.27
Q	-3000.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.67		81.72	0.001598	0.95	285.89	259.63	0.29
Q	-3000.00	T500 CL	244.30	80.00	81.59		81.64	0.001577	0.92	266.53	251.75	0.28
Q	-3100.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.58		81.61	0.000709	0.67	406.97	341.24	0.19
Q	-3100.00	T500 CL	244.30	80.00	81.51		81.53	0.000690	0.64	381.92	332.96	0.19
Q	-3200.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.52		81.54	0.000626	0.64	421.56	339.47	0.18
Q	-3200.00	T500 CL	244.30	80.00	81.45		81.47	0.000607	0.62	397.18	333.51	0.18
Q	-3300.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.44		81.47	0.000831	0.72	375.67	314.55	0.21
Q	-3300.00	T500 CL	244.30	80.00	81.37		81.40	0.000802	0.69	353.98	308.16	0.21
Q	-3400.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.38		81.40	0.000583	0.63	431.62	341.19	0.18
Q	-3400.00	T500 CL	244.30	80.00	81.31		81.33	0.000566	0.60	408.58	339.42	0.17
Q	-3500.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.30		81.33	0.000854	0.75	360.63	289.93	0.21
Q	-3500.00	T500 CL	244.30	80.00	81.23		81.26	0.000825	0.71	341.95	288.70	0.21
Q	-3600.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.21		81.24	0.000869	0.70	387.04	350.53	0.21
Q	-3600.00	T500 CL	244.30	80.00	81.15		81.18	0.000783	0.67	366.92	331.16	0.20
Q	-3700.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.14		81.16	0.000713	0.62	438.44	412.90	0.19
Q	-3700.00	T500 CL	244.30	80.00	81.09		81.10	0.000684	0.59	416.26	409.90	0.19

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-3800.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.07		81.09	0.000679	0.60	451.50	428.27	0.19
Q	-3800.00	T500 CL	244.30	80.00	81.02		81.04	0.000651	0.57	429.66	427.66	0.18
Q	-3900.00	T 500 SL	270.80	80.00	81.00		81.02	0.000690	0.58	466.20	469.38	0.19
Q	-3900.00	T500 CL	244.30	80.00	80.95		80.97	0.000662	0.55	443.54	469.01	0.18
Q	-4100.00	T 500 SL	270.80	80.00	80.82		80.84	0.001210	0.67	402.71	496.09	0.24
Q	-4100.00	T500 CL	244.30	80.00	80.78		80.80	0.001170	0.64	382.32	495.78	0.23
Q	-4200.00	T 500 SL	270.80	79.81	80.66		80.69	0.002019	0.76	355.59	533.64	0.30
Q	-4200.00	T500 CL	244.30	79.81	80.62		80.65	0.001982	0.73	336.06	533.33	0.29
Q	-4300.00	T 500 SL	270.80	79.35	80.41		80.44	0.003037	0.83	327.57	590.61	0.35
Q	-4300.00	T500 CL	244.30	79.35	80.37		80.40	0.003084	0.80	306.42	590.00	0.35
Q	-4400.00	T 500 SL	270.80	78.89	80.01		80.07	0.004539	1.05	259.00	443.76	0.44
Q	-4400.00	T500 CL	244.30	78.89	79.97		80.03	0.004632	1.01	240.70	437.83	0.44
Q	-4500.00	T 500 SL	270.80	78.43	79.63		79.68	0.003427	1.02	264.24	377.91	0.39
Q	-4500.00	T500 CL	244.30	78.43	79.55		79.61	0.003796	1.03	237.31	364.00	0.41
Q	-4600.00	T 500 SL	270.80	77.97	79.43		79.46	0.001417	0.76	355.31	408.63	0.26
Q	-4600.00	T500 CL	244.30	77.97	79.33		79.36	0.001636	0.78	314.63	391.81	0.28
Q	-4700.00	T 500 SL	270.80	77.48	79.39		79.40	0.000291	0.42	649.29	562.35	0.12
Q	-4700.00	T500 CL	244.30	77.48	79.29		79.30	0.000298	0.41	592.23	531.53	0.12
Q	-4800.00	T 500 SL	270.80	77.48	79.36		79.37	0.000251	0.41	667.36	539.53	0.12
Q	-4800.00	T500 CL	244.30	77.48	79.26		79.27	0.000261	0.40	611.65	521.00	0.12
Q	-4900.00	T 500 SL	270.80	77.48	79.34		79.35	0.000236	0.40	672.51	524.75	0.11
Q	-4900.00	T500 CL	244.30	77.48	79.23		79.24	0.000243	0.40	617.92	506.60	0.11
Q	-5000.00	T 500 SL	270.80	77.48	79.32		79.32	0.000232	0.41	661.55	498.11	0.11
Q	-5000.00	T500 CL	244.30	77.48	79.21		79.22	0.000231	0.40	610.26	473.51	0.11

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-5100.00	T 500 SL	270.80	77.48	79.29		79.30	0.000236	0.43	624.29	436.19	0.12
Q	-5100.00	T500 CL	244.30	77.48	79.19		79.19	0.000241	0.42	578.53	426.35	0.12
Q	-5200.00	T 500 SL	270.80	77.48	79.27		79.28	0.000243	0.44	608.99	418.76	0.12
Q	-5200.00	T500 CL	244.30	77.48	79.16		79.17	0.000247	0.43	564.90	409.80	0.12
Q	-5300.00	T 500 SL	270.80	77.48	79.23		79.25	0.000399	0.56	486.40	345.78	0.15
Q	-5300.00	T500 CL	244.30	77.48	79.12		79.14	0.000408	0.54	449.91	337.76	0.15
Q	-5400.00	T 500 SL	270.80	77.50	79.13		79.17	0.001786	0.93	290.97	294.90	0.30
Q	-5400.00	T500 CL	244.30	77.50	79.01		79.06	0.001952	0.94	259.01	274.94	0.31
Q	-5500.00	T 500 SL	270.80	75.00	79.01		79.04	0.000885	0.79	343.85	260.64	0.22
Q	-5500.00	T500 CL	244.30	75.00	78.89		78.93	0.000909	0.78	314.01	247.17	0.22
Q	-5600.00	T 500 SL	270.80	75.00	78.86	76.85	78.92	0.001801	1.11	243.05	187.20	0.31
Q	-5600.00	T500 CL	244.30	75.00	78.74	76.73	78.80	0.001808	1.10	221.56	173.68	0.31
Q	-5700.00	T 500 SL	270.80	75.00	78.47	77.37	78.61	0.005696	1.69	159.93	155.88	0.53
Q	-5700.00	T500 CL	244.30	75.00	78.30	77.22	78.47	0.007088	1.81	135.15	140.57	0.59
Q	-5800.00	T 500 SL	270.80	75.00	78.49		78.51	0.000256	0.53	508.19	276.68	0.13
Q	-5800.00	T500 CL	244.30	75.00	78.34		78.35	0.000260	0.52	466.10	263.18	0.13
Q	-5900.00	T 500 SL	270.80	75.00	78.41		78.46	0.001017	0.99	272.33	163.36	0.25
Q	-5900.00	T500 CL	244.30	75.00	78.25		78.30	0.001047	0.99	247.53	153.51	0.25
Q	-6000.00	T 500 SL	270.80	75.00	78.15		78.28	0.003102	1.63	166.64	110.23	0.42
Q	-6000.00	T500 CL	244.30	75.00	77.99		78.12	0.003131	1.63	149.64	98.95	0.42
Q	-6100.00	T 500 SL	270.80	75.00	78.03		78.09	0.001126	1.08	251.77	144.96	0.26
Q	-6100.00	T500 CL	244.30	75.00	77.86		77.92	0.001154	1.07	228.73	135.49	0.26
Q	-6200.00	T 500 SL	270.80	75.00	77.89		77.96	0.001292	1.22	221.60	116.48	0.28

HEC-RAS Plan: P1 River: QUILMO Reach: Q (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Q	-6200.00	T500 CL	244.30	75.00	77.73		77.80	0.001256	1.20	203.44	107.47	0.28
Q	-6300.00	T 500 SL	270.80	75.00	77.75		77.83	0.001295	1.28	211.48	103.81	0.29
Q	-6300.00	T500 CL	244.30	75.00	77.60		77.68	0.001194	1.24	196.29	94.59	0.28
Q	-6400.00	T 500 SL	270.80	75.00	77.56		77.68	0.001648	1.54	176.29	77.94	0.33
Q	-6400.00	T500 CL	244.30	75.00	77.43		77.54	0.001485	1.47	166.35	72.72	0.31
Q	-6500.00	T 500 SL	270.80	75.00	77.37	76.31	77.50	0.002114	1.57	172.28	89.25	0.36
Q	-6500.00	T500 CL	244.30	75.00	77.25	76.24	77.36	0.002096	1.51	161.26	87.76	0.36
Q	-6600.00	T 500 SL	270.80	75.00	76.53	76.36	77.03	0.012642	3.15	85.92	60.05	0.84
Q	-6600.00	T500 CL	244.30	75.00	76.47	76.28	76.92	0.011683	2.96	82.55	59.77	0.80
Q	-6700.00	T 500 SL	270.80	75.00	76.78		76.79	0.000310	0.54	503.38	310.13	0.13
Q	-6700.00	T500 CL	244.30	75.00	76.68		76.70	0.000309	0.52	473.69	309.94	0.13
Q	-6800.00	T 500 SL	270.80	75.00	76.75		76.76	0.000294	0.55	494.45	284.80	0.13
Q	-6800.00	T500 CL	244.30	75.00	76.65		76.67	0.000288	0.52	467.35	284.60	0.13
Q	-6900.00	T 500 SL	270.80	75.00	76.71		76.73	0.000416	0.64	422.10	248.50	0.16
Q	-6900.00	T500 CL	244.30	75.00	76.61		76.63	0.000409	0.61	398.74	248.38	0.15
Q	-7000.00	T 500 SL	270.80	75.00	76.66		76.68	0.000452	0.66	412.94	250.95	0.16
Q	-7000.00	T500 CL	244.30	75.00	76.57		76.59	0.000446	0.63	389.54	250.69	0.16
Q	-7100.00	T 500 SL	270.80	75.00	76.62	75.48	76.64	0.000443	0.64	426.15	267.59	0.16
Q	-7100.00	T500 CL	244.30	75.00	76.53	75.45	76.54	0.000439	0.61	401.30	267.12	0.16
Q	-7238.38	T 500 SL	270.80	75.00	76.51	75.58	76.55	0.001001	0.92	295.86	197.10	0.24
Q	-7238.38	T500 CL	244.30	75.00	76.41	75.54	76.45	0.001001	0.88	277.99	197.06	0.24

ANEXO G.7. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE PASO DE LOS CANALES SOBRE LAS QUEBRADAS.



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.7. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL OBRAS DE PASO DE LOS CANALES SOBRE LAS QUEBRADAS

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.7. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL OBRAS DE PASO DE LOS CANALES SOBRE LAS QUEBRADAS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 2
2. ANÁLISIS DE LA TIPOLOGÍA DE CRUCES 2
   2.1. SIFONES 2
   2.2. PASO DE QUEBRADAS SOBRE CANAL 3
   2.3. OBRAS DE PASO DE QUEBRADAS BAJO CANAL 4
3. CÁLCULO MECÁNICO CONDUCCIONES SIFONADAS 5
4. CÁLCULO FLOTABILIDAD CONDUCCIONES SIFONADAS 6
5. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAS DE PASO SOBRE QUEBRADAS 7
   5.1. METODOLOGÍA 7
   5.2. RESULTADOS 10

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2-1. Tabla cruce de quebradas de gran amplitud 2
Tabla 5-2. Esfuerzos para ELS y ELU para distintas luces de losa 9
Tabla 5-3. Enfierraduras necesarias y disposición para distintas luces de losa 9
Tabla 5-4 .Resultados dimensionamiento losas en cruces de quebradas sobre canal 10

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2-1. Planta paso de quebradas sobre canal 3
Figura 2-2. Sección longitudinal de paso de quebradas sobre canal 3
Figura 2-3. Planta obra de paso de quebradas bajo canal 4
Figura 2-4. Perfil y sección de paso de quebradas bajo canal 5

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO G 7.1. CÁLCULOS MECÁNICOS CONDUCCIONES SIFONES CANALES.

1. INTRODUCCIÓN

En el apartado de Estudio de crecidas en las canales se obtuvieron los caudales, para distintos periodos de retorno, generados por las quebradas afluentes del estero Quilmo en los puntos de cruce de éstas con los canales matrices. Posteriormente se analizó la afección de la red de canales matrices sobre dichas quebradas y se realizó un predimensionamiento hidráulico de las obras necesarias para salvar estas interferencias. En el presente anexo se realiza el predimensionamiento estructural de las citadas obras.

2. ANÁLISIS DE LA TIPOLOGÍA DE CRUCES

Una vez seleccionadas las quebradas que pueden precisar la ejecución de alguna obra de paso, se comprueba, a partir del perfil longitudinal del canal la interferencia del mismo en la rasante de las quebradas, así como las estructuras necesarias.

Como resultados de este análisis se han dado varias tipologías de afecciones que se han dividido en tres grupos:

- Infraestructuras de paso de gran relevancia: ejecución de sifonamiento del canal.
- Paso de quebrada sobre el canal.
- Obra de paso de quebrada bajo canal.

2.1. SIFONES

Del estudio de los distintos cruces de las quebradas, se obtiene que existen 3 de ellos, que si bien por la magnitud de los caudales no presentan gran relevancia, la orografía del terreno obliga a ejecutar una obra de gran envergadura para salvar la quebrada.

Tabla 2-1. Tabla cruce de quebradas de gran amplitud

CUENCA	MARGEN	P.K.	ALTURA A SALVAR	LONGITUD TOTAL DE LA OBRA
C15	M.I.	6+300	3.87 m	244 m
C2	M.D.	2+300	6.15 m	125 m
C1	M.D.	5+000	7.11 m	200 m

En el apartado correspondiente al diseño hidráulico de los canales se incluyen los cálculos para el dimensionamiento de los sifones. El resultado de los mismos es el siguiente:

- Canal Margen Derecha: tubería de PEAD de 500 mm de diámetro.
- Canal Margen Izquierda: tubería de PEAD de 800 mm de diámetro.

2.2. PASO DE QUEBRADAS SOBRE CANAL

Cuando el canal se ejecuta en parte en desmonte, se ha aprovechado para realizar los cruces de las quebradas por encima del mismo. Para ello, se ejecuta una obra de captación de las escorrentías superficiales, que se localizará aguas arriba del cruce del canal mediante la construcción de unas aletas de hormigón armado y una solera de empedrado consolidado con hormigón en masa. El paso del agua sobre el canal de riego se realiza mediante una sección en "U" de hormigón armado de un 1,00 metro de altura libre y anchura la necesaria para evacuar el caudal de diseño (T=100 años). El canto de la losa de hormigón dependerá de la luz a salvar y de la altura de la lámina de agua, aunque ésta se ha fijado en un máximo de 1,00 m.

Para restituir el caudal a su curso natural, una vez salvado el canal, se ejecuta una capa de empedrado consolidado con hormigón con un rastrillo de 1,00 metro para evitar erosiones.

Figura 2-1. Planta paso de quebradas sobre canal

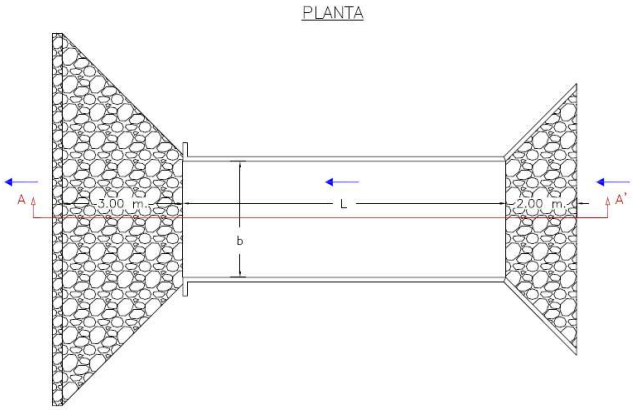
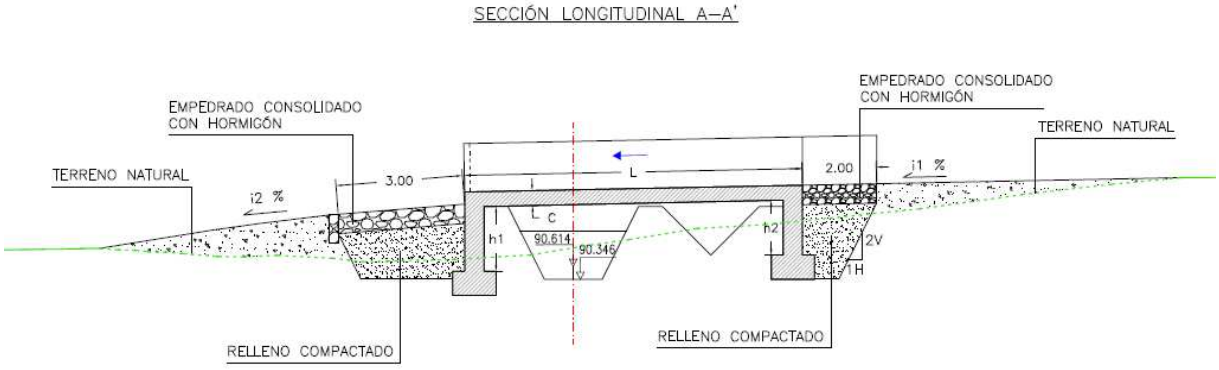


Figura 2-2. Sección longitudinal de paso de quebradas sobre canal



2.3. OBRAS DE PASO DE QUEBRADAS BAJO CANAL

En caso de que el canal se disponga apoyado sobre el terreno, o muy poco excavado, resulta necesario realizar una obra de drenaje transversal que permita el paso de los caudales transportados por las quebradas bajo el canal y sus obras anexas (cuneta longitudinal y camino de servicio).

Para ello se ha previsto ejecutar el paso mediante una batería de tuberías de Polietileno de Alta Densidad (HDPE) de diámetro mínimo 500 mm dispuestas en paralelo, de manera que se garantice el trasiego del caudal de diseño. Se ejecutará un emboquille de las conducciones mediante dos muros aletas que permitan dirigir los flujos hacia las tuberías.

Para poder instalar las conducciones con el recubrimiento mínimo, será necesario modificar la rasante de las quebradas unos metros aguas arriba del cruce, suavizando su pendiente, y unos metros aguas abajo del paso, forzándola hasta conectar con la pendiente natural del terreno.

Figura 2-3. Planta obra de paso de quebradas bajo canal

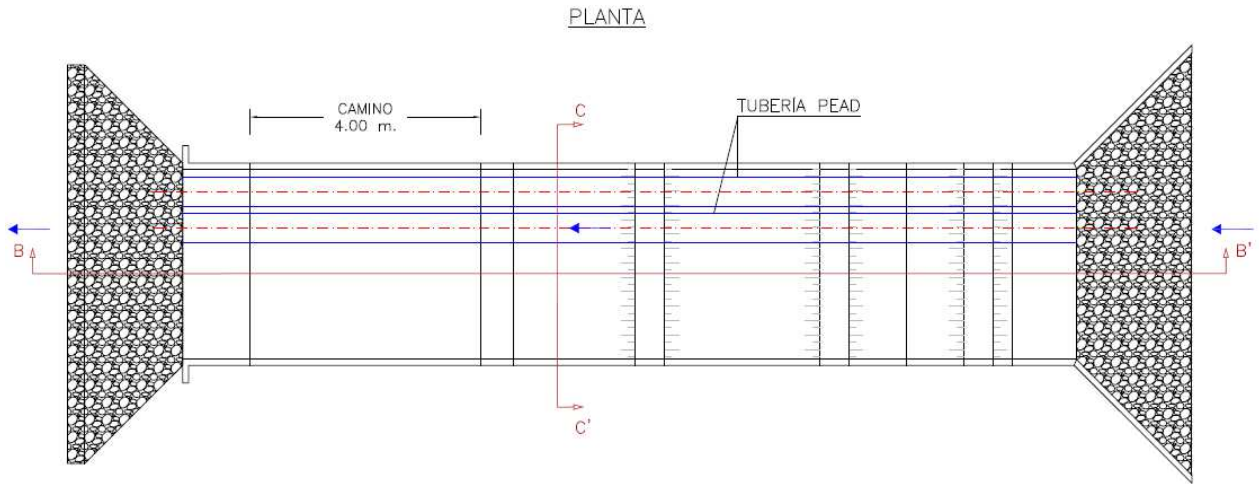
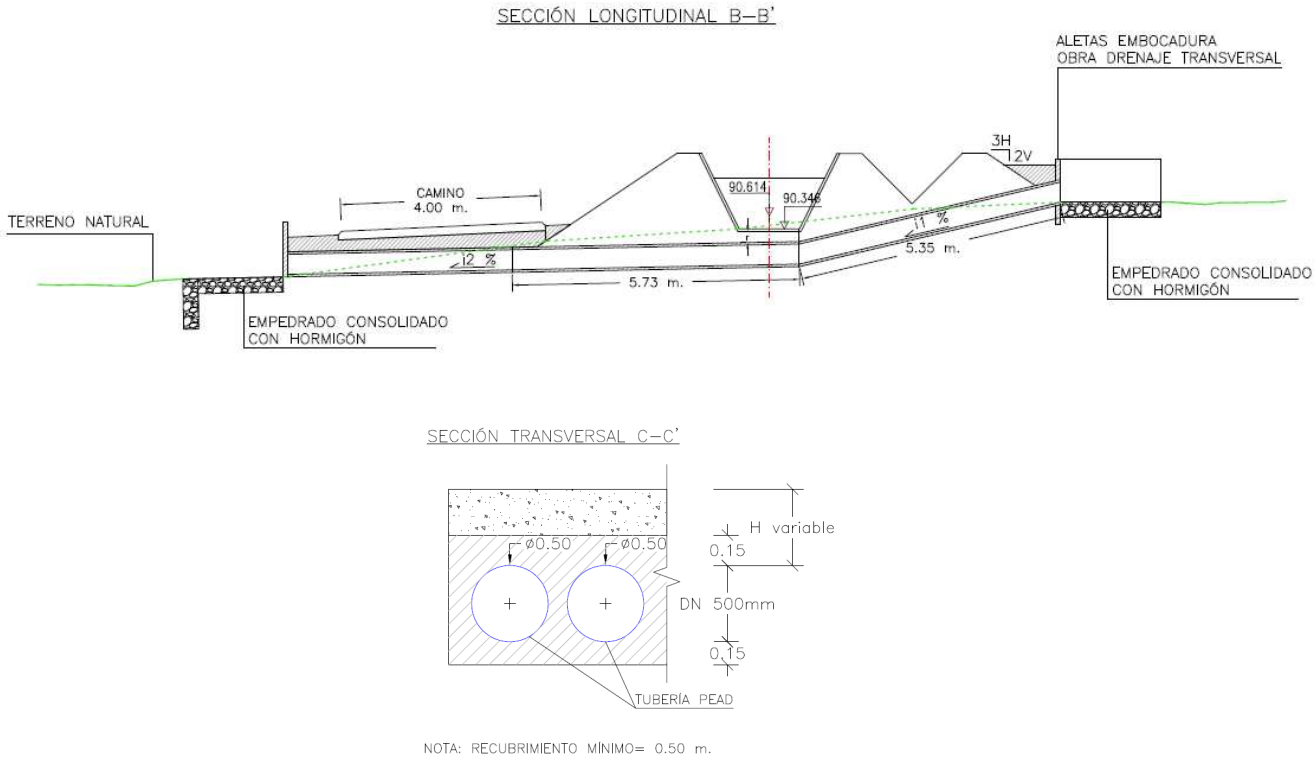


Figura 2-4. Perfil y sección de paso de quebradas bajo canal



3. CÁLCULO MECÁNICO CONDUCCIONES SIFONADAS

Los cálculos se realizan siguiendo las especificaciones de la norma UNE 53331 IN basada en la **Norma alemana ATV 127** de enero de 1997. *Tuberías de policloruro de vinilo (PVC) no plastificado y polietileno (PE) de alta densidad. Criterio para la comprobación de los tubos a utilizar en conducciones con y sin presión sometidas a cargas externas.*

Para realizar los cálculos se ha utilizado el programa informático facilitado por AseTUB que se basa en la norma ATV127 (UNE 53331).

En el **Anexo G.7.1** se incluye el informe de cálculo completo resultante tras los cálculos, como salida del programa utilizado.

Los resultados obtenidos son:

- Canal Margen Derecha:
  - Material: PE 100 (polietileno)
  - Diámetro nominal (DN): 500 mm
  - Espesor: 23,9 mm
  - Presión nominal (PN): 8 bar (SDR=21)

- Canal Margen Izquierda:
  - Material: PE 100 (polietileno)
  - Diámetro nominal (DN): 800 mm
  - Espesor: 38,1 mm
  - Presión nominal (PN): 8 bar (SDR=21)

4. CÁLCULO FLOTABILIDAD CONDUCCIONES SIFONADAS

En este apartado se realizan los cálculos para comprobar si las tuberías a instalar pueden flotar. El cálculo se realiza para las tuberías de polietileno DN 500 mm y DN 800 mm, PN 8 (SDR 21), considerando, como caso más desfavorable, que el relleno sobre la tubería se encuentra saturado, con una altura de relleno 1,00 m.

En la tabla siguiente se incluyen los cálculos realizados. Como se puede comprobar las tuberías a instalar no flotarían:

FLOTABILIDAD TUBOS POLIETILENO PE 100 D800 mm PN 8 (SDR 21)

γ material tubo	4,51	KN/m^3
γ agua	9,81	KN/m^3
γ material relleno	18,00	KN/m^3
γ mat relleno sumergido	8,19	KN/m^3
D int tubo	0,736	m
Espesor	0,032	m
D ext tubo	0,80	m
H	1,00	m

Volumen desalojado tubo	0,5027	m^3/m
Empuje	**4,9310**	KN/m
Volumen tubo	0,0772	m^3/m
Peso tubo	**0,3484**	KN/m
Volumen relleno	0,8000	m^3/m
Peso relleno	**14,4000**	KN/m

EMPUJE	4,93	KN/m
PESO TOTAL TUB+RELL	14,75	KN/m
P > E	**NO FLOTA**	
COEF. SGDAD.	2,99	

FLOTABILIDAD TUBOS POLIETILENO PE 100 D500 mm PN 8 (SDR 21)

γ material tubo	2,09	KN/m^3	Volumen desalojado tubo	0,1963	m^3/m
γ agua	9,81	KN/m^3	**Empuje**	**1,9262**	KN/m
γ material relleno	18,00	KN/m^3	Volumen tubo	0,0357	m^3/m
γ mat relleno sumergido	8,19	KN/m^3	**Peso tubo**	**0,0747**	KN/m
D int tubo	0,452	m	Volumen relleno	0,5000	m^3/m
Espesor	0,024	m	**Peso relleno**	**9,0000**	KN/m
D ext tubo	0,50	m			
H	1,00	m			

EMPUJE	1,93 KN/m
PESO TOTAL TUB+RELL	9,07 KN/m
P > E	**NO FLOTA**
COEF. SGDAD.	4,71

La altura mínima de recubrimiento de relleno saturado, para que la conducción no flote sería de **0,20 m para la tubería PEAD DN500 y de 0,30 m para la tubería PEAD DN800**.

5. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAS DE PASO SOBRE QUEBRADAS

5.1. METODOLOGÍA

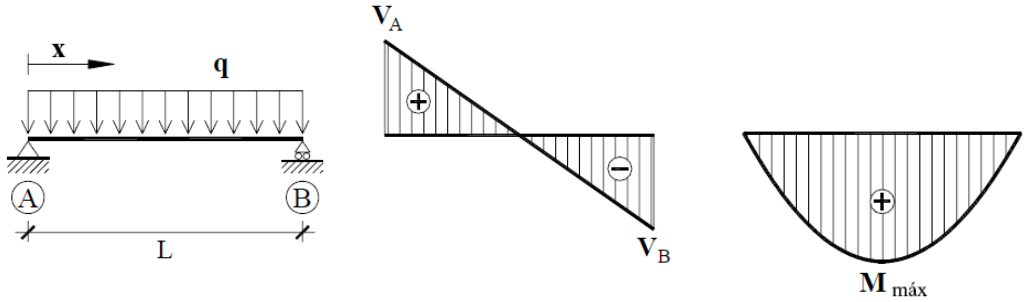
A continuación se explica el método utilizado para la obtención de esfuerzos en las secciones fundamentales de las futuras losas dispuestas sobre el canal que permitan el paso del agua sobre el mismo.

Para realizar un cálculo más conservador, se han modelizado como losas biapoyadas sobre sendos muros de hormigón armado. Con estas tensiones se ha calculado la armadura principal de la losa para disponer de suficiente resistencia a flexión en centro luz.

La losa se pretende realizar con hormigón armado de 30MPa de resistencia característica y ambiente XC2 según lo dispuesto en el Eurocódigo EC-2. Sólo se ha tenido en cuenta en el cálculo la resistencia última de la sección debiéndose verificar en etapas siguientes el cálculo en servicio del límite por fisuración.

Las cargas dispuestas en el cálculo son el peso propio de la losa en que se ha utilizado una densidad según EC-2 de 25kN/m3, y una capa de 1,00 m de espesor de agua con densidad 10kN/m3. Ambas cargas han sido mayoradas por los pertinentes coeficientes.

En las siguientes imágenes se muestran el estado de carga y la geometría modelizada que se ha seguido y los consiguientes diagramas de cortante y flector para tal disposición. Además, se adjunta la formulación para la obtención de esfuerzos en cualquier sección.



Reacciones y solicitaciones

Reacciones: $\mathbf{R_A = R_B = \frac{qL}{2}}$

Cortantes: $\mathbf{V_{AB} = q\left(\frac{L}{2} - x\right)}$ $\mathbf{V_A = -V_B = \frac{qL}{2}}$

Flectores: $\mathbf{M_{AB} = \frac{qx}{2}(L - x)}$

$\mathbf{M_{máx} = \frac{qL^2}{8}}$ para $\mathbf{x = \frac{L}{2}}$

En este caso se ha realizado este cálculo para cada carga (peso propio y sobrecarga de agua) y se ha combinado de la siguiente forma:

$$q\ (ELU) = 1{,}35 * PP + 1{,}5 * SCA$$
$$q(ELS) = 1{,}00 * PP + 1{,}00 * SCA$$

Siendo:

- PP: Peso propio de la losa. Éste se ha calculado con densidad 25kN/m^3 y modelizando una rebanada de 1,00 m de ancho.
- SCA: Sobrecarga de agua. Ésta se ha calculado con densidad 10kN/m^3 y modelizando una rebanada de 1m de ancho. El espesor de agua que se ha tenido en cuenta es de 1,00 m, que es la altura máxima alcanzable por el agua sobre el "encauzamiento".

Con esta carga 'q' se han realizado todos los cálculos de tensiones para las distintas luces.

Las reacciones que aparecen en la cabeza de los muros que al tratarse de una losa biapoyada se corresponden con el máximo cortante de ésta y el máximo flector que se da en la losa es el que se produce en centro luz, tanto para ELU como para ELS.

Por ejemplo, si se fija un espesor de losa de 0,30 m se obtienen los siguientes resultados para distintas luces comprendidas entre 6 y 8 metros:

Tabla 5-2. Esfuerzos para ELS y ELU para distintas luces de losa

LUZ	Reacciones ELU kN	Flector Max ELU kN·m	Reacciones ELS kN	Flector Max ELS kN·m
6,00	75,38	113,06	52,50	78,75
6,25	78,52	122,68	54,69	85,45
6,50	81,66	132,69	56,88	92,42
6,75	84,80	143,09	59,06	99,67
7,00	87,94	153,89	61,25	107,19
7,25	91,08	165,08	63,44	114,98
7,50	94,22	176,66	65,63	123,05
7,75	97,36	188,63	67,81	131,39
8,00	100,50	201,00	70,00	140,00

A partir del valor del máximo flector se han calculado las armaduras principales necesarias en la capa inferior. En este predimensionamiento de la losa sólo se ha realizado este cálculo para poder ver si es factible la disposición del armado pues es la capa con mayor armado ya que debe absorber todas las tracciones que aparecen en el centro de vano a causa del flector que se produce.

Para el dimensionamiento del armado se ha seguido el Eurocódigo EC-2 EN 1992 consiguiendo los siguientes resultados para una losa de 0,30 m de espesor:

Tabla 5-3. Enfierraduras necesarias y disposición para distintas luces de losa

LUZ	Arm. Nec. Inf. m2	Arm. Disp.			Espacio Libre	Separación
		Nº	Φ	m2	m	m
6	0,001275166	7	16	0,00140743	0,1269	0,143
7	0,001765146	6	20	0,00188496	0,1467	0,167
8	0,002353539	8	20	0,00251327	0,1050	0,125

La disposición de armado que se muestra aquí ha sido pensada para dejar siempre una separación lo suficientemente grande como para permitir los trabajos de vibrado.

5.2. RESULTADOS

Tabla 5-4 .Resultados dimensionamiento losas en cruces de quebradas sobre canal

CUENCA	MARGEN	PK	Q (m^3/s) (T=100 años)	b min (m)	L (m)	h (m)	pdte (%)	Calado (m)	Resguardo (m)	Canto Losa c (m)	Armadura Losa Inferior
C-3	MD	1+645	1,79	2,00	7,00	1,00	9,00	0,165	0,835	0,300	# 16 cada 20 cm

CUENCA	MARGEN	PK	Q (m^3/s) (T=100 años)	b min (m)	L (m)	h (m)	pdte (%)	Calado (m)	Resguardo (m)	Canto Losa c (m)	Armadura Losa Inferior
C-7	MI	1+030	0,87	2,00	7,00	1,00	1,00	0,210	0,790	0,300	# 16 cada 20 cm
C-8	MI	1+350	6,69	6,00	7,00	1,00	0,50	0,450	0,550	0,300	# 16 cada 20 cm
C-10	MI	3+800	1,39	2,00	7,00	1,00	0,50	0,360	0,640	0,300	# 16 cada 20 cm
C-11	MI	4+150	1,71	2,00	7,00	1,00	0,50	0,420	0,580	0,300	# 16 cada 20 cm
C-12	MI	4+530	0,61	2,00	7,00	1,00	1,00	0,170	0,830	0,300	# 16 cada 20 cm
C-13	MI	4+750	1,01	2,00	7,00	1,00	1,00	0,240	0,760	0,300	# 16 cada 20 cm
C-19	MI	12+685	1,95	2,00	7,00	1,00	1,00	0,360	0,640	0,300	# 16 cada 20 cm
C-20	MI	14+100	2,05	2,00	7,00	1,00	1,00	0,370	0,630	0,300	# 16 cada 20 cm
C-22	MI	16+540	2,12	2,00	7,00	1,00	0,50	0,480	0,520	0,300	# 16 cada 20 cm

ANEXO G 7.1. CÁLCULOS MECÁNICOS CONDUCCIONES SIFONES CANALES.

AseTUB

INFORME COMPLETO

Estudio estático para Tuberías A 127

Proyecto:	EMBALSE DE QUILMO
Empresa / Entidad:	CONSORCIO ÑUBLE
Autor:	VICENTE BERTOLIN
Informe n°:	100
Fecha:	20/05/2014

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

AseTUB

Contenido

1. : SIFONES CANALES **4**

1.1. Entrada de datos: 4

1.1.1. Opciones de seguridad 4

1.1.2. Suelo 4

1.1.3. Carga 4

1.1.4. Instalación 4

1.1.5. Tubo de la base de datos 4

1.2. Resultados: 5

1.2.1. resultados intermedios del tubo 5

1.2.1.1. propiedades del material 5
1.2.1.2. Factores de seguridad 6

1.2.2. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático mínimo 6

1.2.2.1. geometría del tubo 6
1.2.2.2. Teoría del silo 6
1.2.2.3. Carga 6
1.2.2.4. Módulo de deformación del suelo EB 6
1.2.2.5. Valores de rigidez del suelo 6
1.2.2.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción 7
1.2.2.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular 7
1.2.2.8. relación de rigidez 7
1.2.2.9. Coeficientes 8
1.2.2.10. Factores de concentracion λR y λB 8
1.2.2.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo 8

1.2.3. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático máximo 9

1.2.3.1. geometría del tubo 9
1.2.3.2. Teoría del silo 9
1.2.3.3. Carga 9
1.2.3.4. Módulo de deformación del suelo EB 9
1.2.3.5. Valores de rigidez del suelo 9
1.2.3.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción 10
1.2.3.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular 10
1.2.3.8. relación de rigidez 10
1.2.3.9. Coeficientes 11
1.2.3.10. Factores de concentracion λR y λB 11
1.2.3.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo 11

1.2.4. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, clave 12

1.2.5. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, generatriz sobre el diámetro horizontal del 12

1.2.6. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, base 13

1.2.7. Sección fuerzas con nivel freático máximo, clave 14

1.2.8. Sección fuerzas con nivel freático máximo, generatriz sobre el diámetro horizontal del 14

1.2.9. Sección fuerzas con nivel freático máximo, base 15

1.2.10. Caso de carga a corto plazo 16

1.2.10.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo) 16
1.2.10.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo) 17
1.2.10.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo) 18

1.2.10.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo) 18
1.2.10.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo) 18
1.2.11. Caso de carga a largo plazo 19
1.2.11.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo) 19
1.2.11.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo) 20
1.2.11.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo) 21
1.2.11.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo) 21
1.2.11.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo) 22

1. : SIFONES CANALES

Descripción del tramo:	SIFONES CANALES
Tipo de cálculo:	Según tabla
Añadir dibujo para imprimir:	Si

1.1. Entrada de datos:

1.1.1. Opciones de seguridad

Clase de seguridad:	A (caso normal)
Deflexión admisible:	6% (habitual)
Tratamiento de la presión interna:	De acuerdo con la nota 39 de la ATV 127
Menores factores de seguridad para compresión por flexión:	si (ATV M127, solo permitido para PE-HD polietileno de alta densidad)
La aplicación de la ATV A 127 no ha sido verificada para ver si la rigidez circunferencial mínima ha sido alcanzada:	No

1.1.2. Suelo

Tipo de relleno:	G1		
Cálculo E1:	tabla 8 (A127)		
Tipo de relleno en la zona del tubo:	G1		
Cálculo E20:	tabla 8 (A127)		
Tipo de suelo natural:	G4		
Cálculo E3:	Módulo de elasticidad E		
Módulo de elasticidad E3:	E3	20,0	N/mm²
E4 = 10 · E1:	No		
Suelo bajo la zanja:	G4		
Cálculo E4:	Módulo de elasticidad E		
Módulo de elasticidad E4:	E4	20,0	N/mm²

1.1.3. Carga

Altura de recubrimiento:	h	1,50	m
Densidad del suelo:	γ	20,0	kN/m³
Carga superficial adicional:	p_0	0,0	kN/m²
Nivel freático máximo sobre el lecho del tubo:	$h_{W,max}$	2,50	m
Nivel freático mínimo sobre el lecho del tubo:	$h_{W,min}$	0,00	m
Presión interna, corto plazo:	$P_{I,K}$	1,0	bar
Presión interna, largo plazo:	$P_{I,L}$	1,0	bar
Sección llena:	Si		
Densidad del fluido:	γ_F	10,0	kN/m³
Carga de tráfico:	SLW 30		

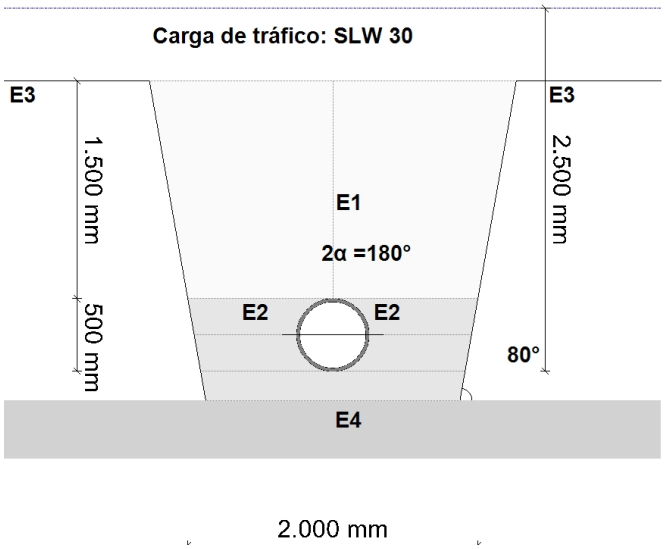
1.1.4. Instalación

Instalación:	Zanja		
Ancho de zanja:	b	2,00	m
Ángulo del talud:	β	80	°
Condiciones de relleno:	A1		
Condiciones de la instalación:	B1		
Tipo de apoyo:	firme		
Ángulo de apoyo:	180°		
Proyección relativa:	a	1,00	[-]

1.1.5. Tubo de la base de datos

Material:	PE 100

Presión nominal:	PN = 8,0 bar (SDR = 21,0)
Diámetro nominal:	DN 500 (23,9 mm)



1.2. Resultados:

1.2.1. resultados intermedios del tubo

Diámetro interior:	d_i	452,2	mm
Diámetro exterior:	d_a	500,0	mm
Radio del eje centroide de la pared del tubo:	r_m	238,1	mm
Espesor:	s	23,9	mm
Proporción:	r_m/s	9,960	[-]
Factor de corrección de la curvatura interior:	α_{ki}	1,033	[-]
Factor de corrección de la curvatura exterior:	α_{ka}	0,967	[-]
Predeformación local:	δ_{vl}	0,00	%
Predeformación (ovalización antes de aplicación de la carga):	δ_{vg}	1,00	%
Superficie del perfil radial:	A_{rad}	23,9	mm²/mm
Distancia de inercia:	e	12,0	mm
Momento de inercia:	I	1.137,7	mm^4/mm
Momento resistente exterior:	W_a	95,2	mm³/mm
Momento resistente interior:	W_i	95,2	mm³/mm

1.2.1.1. propiedades del material

		corto plazo	largo plazo	
Gravedad específica	γ_R	9,4	9,4	kN/m³
Coeficiente de poisson	v	0,38	0,38	[-]
Valor característico del módulo de elasticidad en sentido circunferencial	E_R	1.200,0	200,0	N/mm²
Valor característico de tracción por deflexión	σ_{RBZ}	23,0	17,5	N/mm²

Valor característico de la deflexión radial por esfuerzo de compresión	σ_{RBD}	23,0	17,5	N/mm²
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial	σ_{RZ}	23,0	17,5	N/mm²

1.2.1.2. Factores de seguridad

Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad, tensión a tracción	erf γ_{RBZ}	2,50	2,50	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad, tensión a compresión	erf γ_{RBD}	2,50	2,50	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad	erf γ_{stab}	2,00	2,00	[-]

1.2.2. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático mínimo

1.2.2.1. geometría del tubo

Radio del eje centroide de la pared del tubo:	r_m	238,1	mm
Factor de corrección de la curvatura interior:	α_{ki}	1,033	[-]
Factor de corrección de la curvatura exterior:	α_{ka}	0,967	[-]

1.2.2.2. Teoría del silo

Coeficiente de carga del suelo κ para carga en zanja (Teoría del Silo):	κ	0,925	[-]

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}}}{2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \qquad (5.04)$$

Coeficiente de carga del suelo κ0 para cargas superficiales (Teoría del Silo):	κ_0	0,855	[-]

$$\kappa_0 = e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \qquad (5.05)$$

1.2.2.3. Carga

Nivel freático máximo sobre la cama del tubo:	$h_{W,Scheitel}$	0,00	m
Carga vertical debida al peso del relleno:	P_{Erd}	27,76	kN/m²
Carga vertical debida al peso del relleno y a la carga superficial:	P_E	27,76	kN/m²
Tensión debida a carga de tráfico:	P_V	21,68	kN/m²
Coefficiente de impacto (incl.):	ϕ	1,40	[-]

1.2.2.4. Módulo de deformación del suelo EB

Módulo elástico del relleno bajo carga:	$E_{1,\sigma}$	16,00	N/mm²
Módulo elástico de los riñones bajo carga:	$E_{20,\sigma}$	16,00	N/mm²
Factor de reducción por fluencia:	f_1	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (nivel freático):	f_2	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (zanja estrecha):	α_B	1,000	[-]
Módulo elástico del apoyo (reducido):	$E_{2,\sigma}$	16,00	N/mm²
Módulo elástico del suelo natural:	$E_{3,\sigma}$	20,00	N/mm²
Módulo elástico del suelo bajo el tubo:	$E_{4,\sigma}$	20,00	N/mm²

1.2.2.5. Valores de rigidez del suelo

Factor de corrección por rigidez del apoyo horizontal:	ζ	1,010	[-]

$$\zeta = \frac{1{,}667}{\Delta f + (1{,}667 - \Delta f)\cdot \frac{E_2}{E_3}} \qquad (6.17)$$

$$\Delta f = \frac{\frac{b}{d_a} - 1}{0{,}982 + 0{,}283\cdot\left(\frac{b}{d_a} - 1\right)} \leq 1{,}667 \qquad \text{Corrección (6.18)}$$

Si el angulo de talud de la zanja es < 90º se debe considerar la anchura de la zanja a la altura del centro de la tubería en lugar de la anchura de la zanja a la altura de la corona

Rigidez del apoyo horizontal: S_{Bh} 9,695 N/mm²

$$S_{Bh} = 0{,}6 \cdot \zeta \cdot E_2 \qquad (6.16)$$

Rigidez de apoyo vertical: S_{Bv} 16,000 N/mm²

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \qquad (6.12)$$

1.2.2.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción

Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción:	2α	180	°
Proyección incrementada debido a la pérdida de soporte del suelo:	a_S	1,00	[-]
Proyección relativa efectiva:	a'	1,000	[-]

$$a' = a_S - \frac{E_1}{E_2} \geq 0{,}26 \qquad (6.05)$$

Ángulo de fricción interna:	φ'	20,000 °
Ángulo de fricción de la pared:	δ	13,333 °

1.2.2.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular

		corto plazo Todas las cargas	largo plazo Cargas del suelo cargas de tráfico	largo plazo otro Cargas	
Valor característico del módulo de elasticidad en sentido circunferencial	E_R	1.200,0	638,5	200,0	N/mm²
Valor característico de tracción por deflexión	σ_{RBZ}	23,0	19,9	17,5	N/mm²
Valor característico de la deflexión radial por esfuerzo de compresión	σ_{RBD}	23,0	19,9	17,5	N/mm²
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial	σ_{RZ}	23,0	19,9	17,5	N/mm²
Rigidez del tubo	S_R	101,202	53,844	16,867	kN/m²

$$S_R = \frac{E_R \cdot I}{r_m^3} \qquad (6.10a)$$

1.2.2.8. relación de rigidez

Rigidez del sistema	V_{RB}	0,0104	0,0056	0,0017	[-]

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \qquad (6.15)$$

Relación de rigidez	V_S	0,4730	0,3920	---	[-]

$$V_S = \frac{S_R}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \qquad (6.08a)$$

1.2.2.9. Coeficientes

Relación por presión de enterramiento (apoyo)	K_2	0,400	0,400	---	[-]
Coeficiente por presión de reacción del apoyo	K^*	1,093	1,167	---	[-]

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh^*}} \qquad (6.14)$$

Coeficiente por presión de reacción del apoyo	c_v^*	-0,013	-0,009	---	[-]

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^* \qquad (6.13)$$

1.2.2.10. Factores de concentracion λR y λB

Factor de concentración máximo	max λ	1,234	1,234	---	[-]

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \qquad (6.04)$$

Coeficiente por factor de concentración máximo	K'	1,000	1,000	---	[-]

$$K' = -\frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} \cdot c_{v,qh^*} \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^*} \qquad (6.06b)$$

Factor de concentración sobre el tubo, valor inicial	λ_R	0,907	0,872	---	[-]

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \cdot \frac{4 \cdot K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \qquad (6.06a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, bajo el efecto de la zanja	λ_{RG}	0,907	0,872	---	[-]

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.21a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, límite superior	λ_{fo}	3,775	3,775	---	[-]
Factor de concentración sobre el tubo, limite inferior	λ_{fu}	0,608	0,608	---	[-]
Factor de concentación sobre el tubo, valor final	λ_{RG}	0,907	0,872	---	[-]
Factor de concentración del suelo	λ_B	1,031	1,043	---	[-]

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.07)$$

1.2.2.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo

Carga vertical total	q_v	46,87	45,89	---	kN/m²

$$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v \quad (6.24)$$

Presion lateral	q_h	13,45	13,58	---	kN/m²

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right) \quad (7.01)$$

Presión de reacción del apoyo (carga del suelo)	q^*_h	0,00	0,00	---	kN/m²

$$q^*_h = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (7.02a)$$

Presión de reacción del apoyo (sección llena)	q^*_{hw}	0,00	0,00	---	kN/m²

$$q^*_{hw} = \frac{c_{hw} \cdot q_w}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (7.02b)$$

1.2.3. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático máximo

1.2.3.1. geometría del tubo

Radio del eje centroide de la pared del tubo:	r_m	238,1	mm
Factor de corrección de la curvatura interior:	α_{ki}	1,033	[-]
Factor de corrección de la curvatura exterior:	α_{ka}	0,967	[-]

1.2.3.2. Teoría del silo

Coeficiente de carga del suelo κ para carga en zanja (Teoría del Silo):	κ	0,925	[-]

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}}}{2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \quad (5.04)$$

Coeficiente de carga del suelo κ0 para cargas superficiales (Teoría del Silo):	κ_0	0,855	[-]

$$\kappa_0 = e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \quad (5.05)$$

1.2.3.3. Carga

Nivel freático máximo sobre la cama del tubo:	$h_{W,Scheitel}$	2,00	m
Densidad del relleno bajo agua:	γ'	11,00	kN/m³
Carga vertical debida al peso del relleno:	P_{Erd}	15,27	kN/m²
Carga vertical debida al peso del relleno y a la carga superficial:	P_E	15,27	kN/m²
Tensión debida a carga de tráfico:	P_V	21,68	kN/m²
Coefficiente de impacto (incl.):	ϕ	1,40	[-]

1.2.3.4. Módulo de deformación del suelo EB

Módulo elástico del relleno bajo carga:	$E_{1,\sigma}$	16,00	N/mm²
Módulo elástico de los riñones bajo carga:	$E_{20,\sigma}$	16,00	N/mm²
Factor de reducción por fluencia:	f_1	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (nivel freático):	f_2	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (zanja estrecha):	α_B	1,000	[-]
Módulo elástico del apoyo (reducido):	$E_{2,\sigma}$	16,00	N/mm²
Módulo elástico del suelo natural:	$E_{3,\sigma}$	20,00	N/mm²
Módulo elástico del suelo bajo el tubo:	$E_{4,\sigma}$	20,00	N/mm²

1.2.3.5. Valores de rigidez del suelo

Factor de corrección por rigidez del apoyo horizontal:	ζ	1,010	[-]

$$\zeta = \frac{1{,}667}{\Delta f + (1{,}667 - \Delta f)\cdot \frac{E_2}{E_3}} \qquad (6.17)$$

$$\Delta f = \frac{\frac{b}{d_a} - 1}{0{,}982 + 0{,}283\cdot\left(\frac{b}{d_a} - 1\right)} \leq 1{,}667 \qquad \text{Corrección (6.18)}$$

Si el angulo de talud de la zanja es < 90º se debe considerar la anchura de la zanja a la altura del centro de la tubería en lugar de la anchura de la zanja a la altura de la corona

Rigidez del apoyo horizontal: S_{Bh} 9,695 N/mm²

$$S_{Bh} = 0{,}6 \cdot \zeta \cdot E_2 \qquad (6.16)$$

Rigidez de apoyo vertical: S_{Bv} 16,000 N/mm²

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \qquad (6.12)$$

1.2.3.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción

Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción:	2α	180	°
Proyección incrementada debido a la pérdida de soporte del suelo:	a_S	1,00	[-]
Proyección relativa efectiva:	a'	1,000	[-]

$$a' = a_S - \frac{E_1}{E_2} \geq 0{,}26 \qquad (6.05)$$

Ángulo de fricción interna:	φ'	20,000	°
Ángulo de fricción de la pared:	δ	13,333	°

1.2.3.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular

		corto plazo Todas las cargas	largo plazo Cargas del suelo cargas de tráfico	largo plazo otro Cargas	
Valor característico del módulo de elasticidad en sentido circunferencial	E_R	1.200,0	786,7	200,0	N/mm²
Valor característico de tracción por deflexión	σ_{RBZ}	23,0	20,7	17,5	N/mm²
Valor característico de la deflexión radial por esfuerzo de compresión	σ_{RBD}	23,0	20,7	17,5	N/mm²
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial	σ_{RZ}	23,0	20,7	17,5	N/mm²
Rigidez del tubo	S_R	101,202	66,348	16,867	kN/m²

$$S_R = \frac{E_R \cdot I}{r_m^3} \qquad (6.10a)$$

1.2.3.8. relación de rigidez

Rigidez del sistema	V_{RB}	0,0104	0,0068	0,0017	[-]

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \qquad (6.15)$$

Relación de rigidez	V_S	0,4730	0,4184	---	[-]

$$V_S = \frac{S_R}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \qquad (6.08a)$$

1.2.3.9. Coeficientes

Relación por presión de enterramiento (apoyo)	K_2	0,400	0,400	---	[-]
Coeficiente por presión de reacción del apoyo	K^*	1,093	1,147	---	[-]

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh^*}} \qquad (6.14)$$

Coeficiente por presión de reacción del apoyo	c_v^*	-0,013	-0,010	---	[-]

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^* \qquad (6.13)$$

1.2.3.10. Factores de concentracion λR y λB

Factor de concentración máximo	max λ	1,234	1,234	---	[-]

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \qquad (6.04)$$

Coeficiente por factor de concentración máximo	K'	1,000	1,000	---	[-]

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} \cdot c_{v,qh^*} \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^*} \qquad (6.06b)$$

Factor de concentración sobre el tubo, valor inicial	λ_R	0,907	0,884	---	[-]

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \cdot \frac{4 \cdot K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \qquad (6.06a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, bajo el efecto de la zanja	λ_{RG}	0,907	0,884	---	[-]

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.21a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, límite superior	λ_{fo}	3,775	3,775	---	[-]
Factor de concentración sobre el tubo, limite inferior	λ_{fu}	0,608	0,608	---	[-]
Factor de concentación sobre el tubo, valor final	λ_{RG}	0,907	0,884	---	[-]
Factor de concentración del suelo	λ_B	1,031	1,039	---	[-]

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.07)$$

1.2.3.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo

Carga vertical total	q_v	35,54	35,18	---	kN/m²

$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v$ (6.24)

Presion lateral	q_h	7,40	7,44	---	kN/m²

$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right)$ (7.01)

Presión de reacción del apoyo (carga del suelo)	q^*_h	0,00	0,00	---	kN/m²

$q^*_h = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*}$ (7.02a)

Presión de reacción del apoyo (sección llena)	q^*_{hw}	0,00	0,00	---	kN/m²

$q^*_{hw} = \frac{c_{hw} \cdot q_w}{V_{RB} - c_{h,qh}^*}$ (7.02b)

1.2.4. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, clave

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	0,433	0,424	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,124	-0,125	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,001	0,001	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,005	0,005	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,005	0,005	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m

$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$

Momentos totales	ΣM	0,319	0,309	kNm/m

$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$

Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,314	0,304	kNm/m

$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$

Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,310	0,299	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-2,366	-2,316	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-2,523	-2,547	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,027	-0,027	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,142	0,142	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	0,000	0,000	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	17,837	17,862	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-4,773	-4,748	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-4,915	-4,890	kN/m

1.2.5. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	-0,332	-0,325	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	0,095	0,096	kNm/m

Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,005	0,005	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m
$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$				
Momentos totales	ΣM	-0,232	-0,224	kNm/m
$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$				
Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	-0,237	-0,229	kNm/m
$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$				
Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	-0,237	-0,229	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-11,158	-10,924	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,084	-0,084	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,122	0,122	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	0,000	0,000	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	11,490	11,724	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-11,120	-10,886	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-11,242	-11,008	kN/m

1.2.6. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, base

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	0,231	0,226	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,066	-0,067	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	-0,001	-0,001	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	-0,005	-0,005	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,005	0,005	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m
$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$				
Momentos totales	ΣM	0,164	0,158	kNm/m
$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$				
Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,159	0,154	kNm/m
$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$				
Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,164	0,158	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-8,793	-8,608	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-0,679	-0,685	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m

Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,141	-0,141	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,101	0,101	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	0,000	0,000	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	13,099	13,277	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-9,511	-9,333	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-9,613	-9,435	kN/m

1.2.7. Sección fuerzas con nivel freático máximo, clave

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	0,328	0,325	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,068	-0,069	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,001	0,001	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,005	0,005	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,004	0,004	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	-0,005	-0,005	kNm/m
$\Sigma M= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$				
Momentos totales	ΣM	0,269	0,265	kNm/m
$\Sigma M_{sonst}= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$				
Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,261	0,257	kNm/m
$\Sigma M'= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$				
Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,261	0,257	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-1,793	-1,776	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-1,387	-1,396	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,027	-0,027	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,142	0,142	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	-0,142	-0,142	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	13,294	13,303	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-3,208	-3,199	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-3,208	-3,199	kN/m

1.2.8. Sección fuerzas con nivel freático máximo, generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	-0,252	-0,249	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	0,052	0,053	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,004	0,004	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m

$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$

Momentos totales	ΣM	-0,196	-0,193	kNm/m

$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$

Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	-0,199	-0,196	kNm/m

$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$

Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	-0,199	-0,196	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-8,459	-8,375	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,084	-0,084	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,122	0,122	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	-0,122	-0,122	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	7,938	8,022	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-8,543	-8,459	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-8,543	-8,459	kN/m

1.2.9. Sección fuerzas con nivel freático máximo, base

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	0,175	0,173	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,036	-0,037	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	-0,001	-0,001	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	-0,005	-0,005	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,004	0,004	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,005	0,005	kNm/m

$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$

Momentos totales	ΣM	0,137	0,135	kNm/m

$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$

Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,138	0,136	kNm/m

$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$

Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,138	0,136	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-6,666	-6,600	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-0,373	-0,376	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,141	-0,141	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,101	0,101	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	-0,101	-0,101	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	9,281	9,345	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-7,181	-7,117	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-7,181	-7,117	kN/m

1.2.10. Caso de carga a corto plazo

1.2.10.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	1,90	[-]
Relación de deflexión:	η	1,27	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	1,00	bar
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial:	σ_{RZ}	23,0	N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \qquad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	3,213	-3,036	1,330	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	7,159	---	17,295	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	7,577	---	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,946	0,946	0,946	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	24,312	24,312	24,312	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,654	0,645	0,559	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	2,720	-1,348	1,272	N/mm²
Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	8,455	---	18,085	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	---	17,061	---	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-3,391	1,938	-2,014	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	11,865	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	6,782	---	11,421	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,946	0,946	0,946	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	24,312	24,312	24,312	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,662	0,583	0,586	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	-1,619	1,681	-0,626	N/mm²

Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	---	13,684	---	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	14,205	---	36,746	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.10.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	1,90	[-]
Relación de deflexión:	η	1,27	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	0,80	bar

Valor característico de la tensión en sentido circunferencial: σ_{RZ} 23,0 N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \qquad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	2,697	-2,521	1,196	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	8,527	---	19,235	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	9,122	---	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,757	0,757	0,757	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	30,390	30,390	30,390	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,661	0,651	0,561	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	2,284	-1,149	1,095	N/mm²
Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	10,070	---	21,006	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	---	20,020	---	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-2,782	1,666	-1,700	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	13,804	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	8,267	---	13,532	[-]

Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,757	0,757	0,757	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	30,390	30,390	30,390	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,666	0,589	0,591	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	-1,348	1,427	-0,557	N/mm²
Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	---	16,114	---	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	17,057	---	41,291	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.10.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00084	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			I/(A·rm²)·κ_q	0,00084	[-]
		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'$_v$	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]
Cambio del diámetro vertical:			Δd_v	13,10	mm
Cambio del diámetro horizontal:			Δd_h	13,10	mm
Deformación vertical relativa:			δ_v	2,75	%
Deflexión admisible:			zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.10.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00084	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			I/(A·rm²)·κ_q	0,00084	[-]
		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'$_v$	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]
Cambio del diámetro vertical:			Δd_v	11,03	mm
Cambio del diámetro horizontal:			Δd_h	11,03	mm
Deformación vertical relativa:			δ_v	2,32	%
Deflexión admisible:			zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.10.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo)

Carga vertical total:	q_v	35,54	kN/m²
Factor de reducción de carga de colapso por cargas de suelo/tráfico:	κ_{v2}	0,87	[-]
Carga vertical total crítica:	krit q_v	1.723,5	kN/m²

$$\text{krit } q_v = 2 \cdot \kappa_{v2} \cdot (8 S_0 \cdot S_{Bh})^{0,5} \qquad (9.06a)$$

Coeficiente de seguridad (carga vertical total):	γ_{qv}	48,50	[-]

$$\gamma = \frac{krit\ q_v}{q_v} \qquad (9.07)$$

Presión externa por el agua:	p_a	25,00	kN/m²

$$p_a = h_W \cdot \gamma_W \qquad (9.10)$$

Vacío adicional en el tubo:	p_I-	0,00	kN/m²
Rigidez del sistema:	V_{RB}	0,0104	[-]
Valor de ingreso δv2 para determinar κa2:	δ_{v2}	3,32	%
Factor de reducción debido a la predeformación por la carga de ruptura a la presión externa del agua:	κ_{a2}	0,78	[-]
Factor de reducción debido a la predeformación local por la carga de ruptura a presión externa del agua:	κ_{a1}	1,00	[-]
Sustituir valor para rm/s:	k*	9,960	[-]
Coeficiente de pandeo:	α_D	9,884	[-]
Presión externa crítica del agua:	krit p_a	783,144	kN/m²

$$krit\ p_a = \kappa_a \cdot \alpha_D \cdot 8S_0 \qquad (9.08)$$

$$\kappa_a = \kappa_{a2} \cdot \kappa_{a1} \qquad (9.09)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad (presión externa del agua):	γ_{pa}	31,326	[-]

$$\gamma_{pa} = \frac{krit\ p_a}{p_a} \qquad (9.11)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad:	γ	19,03	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad:	erf γ_{stab}	2,00	[-]

Los coeficientes de seguridad al pandeo determinados son suficientes.

1.2.11. Caso de carga a largo plazo

1.2.11.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	8,68	[-]
Relación de deflexión:	η	1,53	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	1,00	bar
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial:	σ_{RZ}	17,5	N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \qquad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	3,102	-2,940	1,278	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	6,419	---	15,585	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	6,773	---	[-]

Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,946	0,946	0,946	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	18,498	18,498	18,498	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	19,35	21,06	18,89	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	19,35	21,06	18,89	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-3,286	1,868	-1,951	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	10,659	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	6,060	---	10,208	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,946	0,946	0,946	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	18,498	18,498	18,498	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	20,89	19,10	22,18	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	20,89	19,10	22,18	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.11.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	8,68	[-]
Relación de deflexión:	η	1,43	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	0,80	bar
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial:	σ_{RZ}	17,5	N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \qquad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	2,657	-2,487	1,177	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	7,800	---	17,610	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	8,334	---	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,757	0,757	0,757	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	23,123	23,123	23,123	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	20,01	22,14	19,46	N/mm²

Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	20,01	22,14	19,46	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-2,744	1,641	-1,677	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	12,631	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	7,553	---	12,359	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,757	0,757	0,757	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	23,123	23,123	23,123	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	21,96	19,71	23,38	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	21,96	19,71	23,38	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.11.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00084	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			$I/(A \cdot rm^2) \cdot \kappa_q$	0,00084	[-]

		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'_v	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]

Cambio del diámetro vertical:	Δd_v	23,80	mm
Cambio del diámetro horizontal:	Δd_h	23,80	mm
Deformación vertical relativa:	δ_v	5,00	%
Deflexión admisible:	zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.11.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00084	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			$I/(A \cdot rm^2) \cdot \kappa_q$	0,00084	[-]

		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'_v	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]

Cambio del diámetro vertical:	Δd_v	16,58	mm
Cambio del diámetro horizontal:	Δd_h	16,58	mm
Deformación vertical relativa:	δ_v	3,48	%
Deflexión admisible:	zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.11.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo)

Carga vertical total:	q_v	35,18	kN/m²
Factor de reducción de carga de colapso por cargas de suelo/tráfico:	κ_{v2}	0,86	[-]
Carga vertical total crítica:	krit q_v	1.372,8	kN/m²

$$\text{krit } q_v = 2 \cdot \kappa_{v2} \cdot (8S_0 \cdot S_{Bh})^{0,5} \quad (9.06a)$$

Coeficiente de seguridad (carga vertical total):	γ_{qv}	39,02	[-]

$$\gamma = \frac{\text{krit } q_v}{q_v} \quad (9.07)$$

Presión externa por el agua:	p_a	25,00	kN/m²

$$p_a = h_W \cdot \gamma_W \quad (9.10)$$

Vacío adicional en el tubo:	p_I-	0,00	kN/m²
Rigidez del sistema:	V_{RB}	0,0068	[-]
Valor de ingreso δv2 para determinar κa2:	δ_{v2}	4,48	%
Factor de reducción debido a la predeformación por la carga de ruptura a la presión externa del agua:	κ_{a2}	0,78	[-]
Factor de reducción debido a la predeformación local por la carga de ruptura a presión externa del agua:	κ_{a1}	1,00	[-]
Sustituir valor para rm/s:	k*	9,960	[-]
Coeficiente de pandeo:	α_D	14,191	[-]
Presión externa crítica del agua:	krit p_a	186,227	kN/m²

$$\text{krit } p_a = \kappa_a \cdot \alpha_D \cdot 8S_0 \quad (9.08)$$

$$\kappa_a = \kappa_{a2} \cdot \kappa_{a1} \quad (9.09)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad (presión externa del agua):	γ_{pa}	7,449	[-]

$$\gamma_{pa} = \frac{\text{krit } p_a}{p_a} \quad (9.11)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad:	γ	6,25	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad:	erf γ_{stab}	2,00	[-]

Los coeficientes de seguridad al pandeo determinados son suficientes.

Todas las pruebas necesarias son correctas.

AseTUB

INFORME COMPLETO

Estudio estático para Tuberías A 127

Proyecto:	EMBALSE DE QUILMO
Empresa / Entidad:	CONSORCIO ÑUBLE
Autor:	VICENTE BERTOLIN
Informe n°:	100
Fecha:	20/05/2014

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

AseTUB

Contenido

1. : SIFONES CANALES **4**

1.1. Entrada de datos: 4

1.1.1. Opciones de seguridad 4

1.1.2. Suelo 4

1.1.3. Carga 4

1.1.4. Instalación 4

1.1.5. Tubo de la base de datos 4

1.2. Resultados: 5

1.2.1. resultados intermedios del tubo 5

1.2.1.1. propiedades del material 5
1.2.1.2. Factores de seguridad 6

1.2.2. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático mínimo 6

1.2.2.1. geometría del tubo 6
1.2.2.2. Teoría del silo 6
1.2.2.3. Carga 6
1.2.2.4. Módulo de deformación del suelo EB 6
1.2.2.5. Valores de rigidez del suelo 6
1.2.2.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción 7
1.2.2.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular 7
1.2.2.8. relación de rigidez 7
1.2.2.9. Coeficientes 8
1.2.2.10. Factores de concentracion λR y λB 8
1.2.2.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo 8

1.2.3. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático máximo 9

1.2.3.1. geometría del tubo 9
1.2.3.2. Teoría del silo 9
1.2.3.3. Carga 9
1.2.3.4. Módulo de deformación del suelo EB 9
1.2.3.5. Valores de rigidez del suelo 9
1.2.3.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción 10
1.2.3.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular 10
1.2.3.8. relación de rigidez 10
1.2.3.9. Coeficientes 11
1.2.3.10. Factores de concentracion λR y λB 11
1.2.3.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo 11

1.2.4. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, clave 12

1.2.5. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, generatriz sobre el diámetro horizontal del 12

1.2.6. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, base 13

1.2.7. Sección fuerzas con nivel freático máximo, clave 14

1.2.8. Sección fuerzas con nivel freático máximo, generatriz sobre el diámetro horizontal del 14

1.2.9. Sección fuerzas con nivel freático máximo, base 15

1.2.10. Caso de carga a corto plazo 16

1.2.10.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo) 16
1.2.10.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo) 17
1.2.10.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo) 18

1.2.10.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo) 18
1.2.10.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo) 18
1.2.11. Caso de carga a largo plazo 19
1.2.11.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo) 19
1.2.11.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo) 20
1.2.11.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo) 21
1.2.11.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo) 21
1.2.11.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo) 22

1. : SIFONES CANALES

Descripción del tramo:	SIFONES CANALES
Tipo de cálculo:	Según tabla
Añadir dibujo para imprimir:	Si

1.1. Entrada de datos:

1.1.1. Opciones de seguridad

Clase de seguridad:	A (caso normal)
Deflexión admisible:	6% (habitual)
Tratamiento de la presión interna:	De acuerdo con la nota 39 de la ATV 127
Menores factores de seguridad para compresión por flexión:	si (ATV M127, solo permitido para PE-HD polietileno de alta densidad)
La aplicación de la ATV A 127 no ha sido verificada para ver si la rigidez circunferencial mínima ha sido alcanzada:	No

1.1.2. Suelo

Tipo de relleno:	G1		
Cálculo E1:	tabla 8 (A127)		
Tipo de relleno en la zona del tubo:	G1		
Cálculo E20:	tabla 8 (A127)		
Tipo de suelo natural:	G4		
Cálculo E3:	Módulo de elasticidad E		
Módulo de elasticidad E3:	E3	20,0	N/mm²
E4 = 10 · E1:	No		
Suelo bajo la zanja:	G4		
Cálculo E4:	Módulo de elasticidad E		
Módulo de elasticidad E4:	E4	20,0	N/mm²

1.1.3. Carga

Altura de recubrimiento:	h	1,50	m
Densidad del suelo:	γ	20,0	kN/m³
Carga superficial adicional:	p_0	0,0	kN/m²
Nivel freático máximo sobre el lecho del tubo:	$h_{W,max}$	2,50	m
Nivel freático mínimo sobre el lecho del tubo:	$h_{W,min}$	0,00	m
Presión interna, corto plazo:	$P_{I,K}$	1,0	bar
Presión interna, largo plazo:	$P_{I,L}$	1,0	bar
Sección llena:	Si		
Densidad del fluido:	γ_F	10,0	kN/m³
Carga de tráfico:	SLW 30		

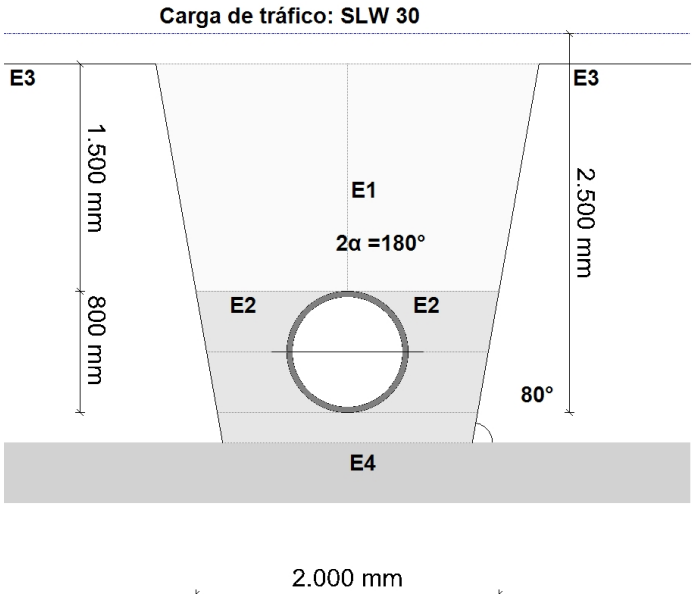
1.1.4. Instalación

Instalación:	Zanja		
Ancho de zanja:	b	2,00	m
Ángulo del talud:	β	80	°
Condiciones de relleno:	A1		
Condiciones de la instalación:	B1		
Tipo de apoyo:	firme		
Ángulo de apoyo:	180°		
Proyección relativa:	a	1,00	[-]

1.1.5. Tubo de la base de datos

Material:	PE 100

Presión nominal: PN = 8,0 bar (SDR = 21,0)
Diámetro nominal: DN 800 (38,1 mm)



1.2. Resultados:

1.2.1. resultados intermedios del tubo

Diámetro interior:	d_i	723,8	mm
Diámetro exterior:	d_a	800,0	mm
Radio del eje centroide de la pared del tubo:	r_m	381,0	mm
Espesor:	s	38,1	mm
Proporción:	r_m/s	9,999	[-]
Factor de corrección de la curvatura interior:	α_{ki}	1,033	[-]
Factor de corrección de la curvatura exterior:	α_{ka}	0,967	[-]
Predeformación local:	δ_{vl}	0,00	%
Predeformación (ovalización antes de aplicación de la carga):	δ_{vg}	1,00	%
Superficie del perfil radial:	A_{rad}	38,1	mm²/mm
Distancia de inercia:	e	19,1	mm
Momento de inercia:	I	4.608,9	mm^4/mm
Momento resistente exterior:	W_a	241,9	mm³/mm
Momento resistente interior:	W_i	241,9	mm³/mm

1.2.1.1. propiedades del material

		corto plazo	largo plazo	
Gravedad específica	γ_R	9,4	9,4	kN/m³
Coeficiente de poisson	v	0,38	0,38	[-]
Valor característico del módulo de elasticidad en sentido circunferencial	E_R	1.200,0	200,0	N/mm²
Valor característico de tracción por deflexión	σ_{RBZ}	23,0	17,5	N/mm²

Valor característico de la deflexión radial por esfuerzo de compresión	σ_{RBD}	23,0	17,5	N/mm²
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial	σ_{RZ}	23,0	17,5	N/mm²

1.2.1.2. Factores de seguridad

Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad, tensión a tracción	erf γ_{RBZ}	2,50	2,50	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad, tensión a compresión	erf γ_{RBD}	2,50	2,50	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad	erf γ_{stab}	2,00	2,00	[-]

1.2.2. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático mínimo

1.2.2.1. geometría del tubo

Radio del eje centroide de la pared del tubo:	r_m	381,0	mm
Factor de corrección de la curvatura interior:	α_{ki}	1,033	[-]
Factor de corrección de la curvatura exterior:	α_{ka}	0,967	[-]

1.2.2.2. Teoría del silo

Coeficiente de carga del suelo κ para carga en zanja (Teoría del Silo):	κ	0,925	[-]

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}}}{2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \qquad (5.04)$$

Coeficiente de carga del suelo κ0 para cargas superficiales (Teoría del Silo):	κ_0	0,855	[-]

$$\kappa_0 = e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \qquad (5.05)$$

1.2.2.3. Carga

Nivel freático máximo sobre la cama del tubo:	$h_{W,Scheitel}$	0,00	m
Carga vertical debida al peso del relleno:	P_{Erd}	27,76	kN/m²
Carga vertical debida al peso del relleno y a la carga superficial:	P_E	27,76	kN/m²
Tensión debida a carga de tráfico:	P_V	21,45	kN/m²
Coefficiente de impacto (incl.):	ϕ	1,40	[-]

1.2.2.4. Módulo de deformación del suelo EB

Módulo elástico del relleno bajo carga:	$E_{1,\sigma}$	16,00	N/mm²
Módulo elástico de los riñones bajo carga:	$E_{20,\sigma}$	16,00	N/mm²
Factor de reducción por fluencia:	f_1	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (nivel freático):	f_2	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (zanja estrecha):	α_B	0,833	[-]
Módulo elástico del apoyo (reducido):	$E_{2,\sigma}$	13,33	N/mm²
Módulo elástico del suelo natural:	$E_{3,\sigma}$	20,00	N/mm²
Módulo elástico del suelo bajo el tubo:	$E_{4,\sigma}$	20,00	N/mm²

1.2.2.5. Valores de rigidez del suelo

Factor de corrección por rigidez del apoyo horizontal:	ζ	1,160	[-]

$$\zeta = \frac{1{,}667}{\Delta f + (1{,}667 - \Delta f)\cdot \frac{E_2}{E_3}} \qquad (6.17)$$

$$\Delta f = \frac{\frac{b}{d_a} - 1}{0{,}982 + 0{,}283\cdot\left(\frac{b}{d_a} - 1\right)} \leq 1{,}667 \qquad \text{Corrección (6.18)}$$

Si el angulo de talud de la zanja es < 90º se debe considerar la anchura de la zanja a la altura del centro de la tubería en lugar de la anchura de la zanja a la altura de la corona

Rigidez del apoyo horizontal: S_{Bh} 9,283 N/mm²

$$S_{Bh} = 0{,}6 \cdot \zeta \cdot E_2 \qquad (6.16)$$

Rigidez de apoyo vertical: S_{Bv} 13,333 N/mm²

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \qquad (6.12)$$

1.2.2.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción

Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción:	2α	180	°
Proyección incrementada debido a la pérdida de soporte del suelo:	a_S	1,00	[-]
Proyección relativa efectiva:	a'	1,200	[-]

$$a' = a_S - \frac{E_1}{E_2} \geq 0{,}26 \qquad (6.05)$$

Ángulo de fricción interna:	φ'	20,000 °
Ángulo de fricción de la pared:	δ	13,333 °

1.2.2.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular

		corto plazo Todas las cargas	largo plazo Cargas del suelo cargas de tráfico	largo plazo otro Cargas	
Valor característico del módulo de elasticidad en sentido circunferencial	E_R	1.200,0	635,9	200,0	N/mm²
Valor característico de tracción por deflexión	σ_{RBZ}	23,0	19,9	17,5	N/mm²
Valor característico de la deflexión radial por esfuerzo de compresión	σ_{RBD}	23,0	19,9	17,5	N/mm²
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial	σ_{RZ}	23,0	19,9	17,5	N/mm²
Rigidez del tubo	S_R	100,039	53,010	16,673	kN/m²

$$S_R = \frac{E_R \cdot I}{r_m^3} \qquad (6.10a)$$

1.2.2.8. relación de rigidez

Rigidez del sistema	V_{RB}	0,0108	0,0057	0,0018	[-]

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \qquad (6.15)$$

Relación de rigidez	V_S	0,5484	0,4544	---	[-]

$$V_S = \frac{S_R}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \qquad (6.08a)$$

1.2.2.9. Coeficientes

Relación por presión de enterramiento (apoyo)	K_2	0,400	0,400	---	[-]
Coeficiente por presión de reacción del apoyo	K^*	1,088	1,165	---	[-]

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh^*}} \qquad (6.14)$$

Coeficiente por presión de reacción del apoyo	c_v^*	-0,014	-0,009	---	[-]

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^* \qquad (6.13)$$

1.2.2.10. Factores de concentracion λR y λB

Factor de concentración máximo	max λ	1,227	1,227	---	[-]

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \qquad (6.04)$$

Coeficiente por factor de concentración máximo	K'	1,000	1,000	---	[-]

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} \cdot c_{v,qh^*} \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^*} \qquad (6.06b)$$

Factor de concentración sobre el tubo, valor inicial	λ_R	0,946	0,912	---	[-]

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \cdot \frac{4 \cdot K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \qquad (6.06a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, bajo el efecto de la zanja	λ_{RG}	0,973	0,956	---	[-]

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.21a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, límite superior	λ_{fo}	3,775	3,775	---	[-]
Factor de concentración sobre el tubo, limite inferior	λ_{fu}	0,725	0,725	---	[-]
Factor de concentación sobre el tubo, valor final	λ_{RG}	0,973	0,956	---	[-]
Factor de concentración del suelo	λ_B	1,018	1,029	---	[-]

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.07)$$

1.2.2.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo

Carga vertical total	q_v	48,46	47,99	---	kN/m²

$$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v \quad (6.24)$$

Presion lateral	q_h	14,51	14,63	---	kN/m²

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right) \quad (7.01)$$

Presión de reacción del apoyo (carga del suelo)	q^*_h	0,00	0,00	---	kN/m²

$$q^*_h = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (7.02a)$$

Presión de reacción del apoyo (sección llena)	q^*_{hw}	0,00	0,00	---	kN/m²

$$q^*_{hw} = \frac{c_{hw} \cdot q_w}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (7.02b)$$

1.2.3. Resultados intermedios para caso de carga con nivel freático máximo

1.2.3.1. geometría del tubo

Radio del eje centroide de la pared del tubo:	r_m	381,0	mm
Factor de corrección de la curvatura interior:	α_{ki}	1,033	[-]
Factor de corrección de la curvatura exterior:	α_{ka}	0,967	[-]

1.2.3.2. Teoría del silo

Coeficiente de carga del suelo κ para carga en zanja (Teoría del Silo):	κ	0,925	[-]

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}}}{2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \quad (5.04)$$

Coeficiente de carga del suelo κ0 para cargas superficiales (Teoría del Silo):	κ_0	0,855	[-]

$$\kappa_0 = e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan\delta \cdot \frac{h}{b}} \quad (5.05)$$

1.2.3.3. Carga

Nivel freático máximo sobre la cama del tubo:	$h_{W,Scheitel}$	1,70	m
Densidad del relleno bajo agua:	γ'	11,00	kN/m³
Carga vertical debida al peso del relleno:	P_{Erd}	15,27	kN/m²
Carga vertical debida al peso del relleno y a la carga superficial:	P_E	15,27	kN/m²
Tensión debida a carga de tráfico:	P_V	21,45	kN/m²
Coefficiente de impacto (incl.):	ϕ	1,40	[-]

1.2.3.4. Módulo de deformación del suelo EB

Módulo elástico del relleno bajo carga:	$E_{1,\sigma}$	16,00	N/mm²
Módulo elástico de los riñones bajo carga:	$E_{20,\sigma}$	16,00	N/mm²
Factor de reducción por fluencia:	f_1	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (nivel freático):	f_2	1,000	[-]
Factor de reducción E20 (zanja estrecha):	α_B	0,833	[-]
Módulo elástico del apoyo (reducido):	$E_{2,\sigma}$	13,33	N/mm²
Módulo elástico del suelo natural:	$E_{3,\sigma}$	20,00	N/mm²
Módulo elástico del suelo bajo el tubo:	$E_{4,\sigma}$	20,00	N/mm²

1.2.3.5. Valores de rigidez del suelo

Factor de corrección por rigidez del apoyo horizontal:	ζ	1,160	[-]

$$\zeta = \frac{1{,}667}{\Delta f + (1{,}667 - \Delta f)\cdot \frac{E_2}{E_3}} \qquad (6.17)$$

$$\Delta f = \frac{\frac{b}{d_a} - 1}{0{,}982 + 0{,}283\cdot\left(\frac{b}{d_a} - 1\right)} \leq 1{,}667 \qquad \text{Corrección (6.18)}$$

Si el angulo de talud de la zanja es < 90º se debe considerar la anchura de la zanja a la altura del centro de la tubería en lugar de la anchura de la zanja a la altura de la corona

Rigidez del apoyo horizontal: S_{Bh} 9,283 N/mm²

$$S_{Bh} = 0{,}6 \cdot \zeta \cdot E_2 \qquad (6.16)$$

Rigidez de apoyo vertical: S_{Bv} 13,333 N/mm²

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \qquad (6.12)$$

1.2.3.6. Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción

Ángulo de apoyo, proyección relativa efectiva y ángulo de fricción:	2α	180	°
Proyección incrementada debido a la pérdida de soporte del suelo:	a_S	1,00	[-]
Proyección relativa efectiva:	a'	1,200	[-]

$$a' = a_S - \frac{E_1}{E_2} \geq 0{,}26 \qquad (6.05)$$

Ángulo de fricción interna:	φ'	20,000 °
Ángulo de fricción de la pared:	δ	13,333 °

1.2.3.7. Valores característicos del material del tubo y rigidez anular

		corto plazo Todas las cargas	largo plazo Cargas del suelo cargas de tráfico	largo plazo otro Cargas	
Valor característico del módulo de elasticidad en sentido circunferencial	E_R	1.200,0	784,2	200,0	N/mm²
Valor característico de tracción por deflexión	σ_{RBZ}	23,0	20,7	17,5	N/mm²
Valor característico de la deflexión radial por esfuerzo de compresión	σ_{RBD}	23,0	20,7	17,5	N/mm²
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial	σ_{RZ}	23,0	20,7	17,5	N/mm²
Rigidez del tubo	S_R	100,039	65,373	16,673	kN/m²

$$S_R = \frac{E_R \cdot I}{r_m^3} \qquad (6.10a)$$

1.2.3.8. relación de rigidez

Rigidez del sistema	V_{RB}	0,0108	0,0070	0,0018	[-]

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \qquad (6.15)$$

Relación de rigidez	V_S	0,5484	0,4849	---	[-]

$$V_S = \frac{S_R}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \qquad (6.08a)$$

1.2.3.9. Coeficientes

Relación por presión de enterramiento (apoyo)	K_2	0,400	0,400	---	[-]
Coeficiente por presión de reacción del apoyo	K^*	1,088	1,144	---	[-]

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh^*}} \qquad (6.14)$$

Coeficiente por presión de reacción del apoyo	c_v^*	-0,014	-0,010	---	[-]

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^* \qquad (6.13)$$

1.2.3.10. Factores de concentracion λR y λB

Factor de concentración máximo	max λ	1,227	1,227	---	[-]

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \qquad (6.04)$$

Coeficiente por factor de concentración máximo	K'	1,000	1,000	---	[-]

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} \cdot c_{v,qh^*} \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh^*} \cdot K^*} \qquad (6.06b)$$

Factor de concentración sobre el tubo, valor inicial	λ_R	0,946	0,924	---	[-]

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \cdot \frac{4 \cdot K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2 \cdot K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \qquad (6.06a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, bajo el efecto de la zanja	λ_{RG}	0,973	0,962	---	[-]

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.21a)$$

Factor de concentración sobre el tubo, límite superior	λ_{fo}	3,775	3,775	---	[-]
Factor de concentración sobre el tubo, limite inferior	λ_{fu}	0,725	0,725	---	[-]
Factor de concentación sobre el tubo, valor final	λ_{RG}	0,973	0,962	---	[-]
Factor de concentración del suelo	λ_B	1,018	1,025	---	[-]

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \qquad (6.07)$$

1.2.3.11. Distribución de presiones en la circunferencia del tubo

Carga vertical total	q_v	36,31	36,14	---	kN/m²

$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v$ (6.24)

Presion lateral	q_h	7,98	8,02	---	kN/m²

$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right)$ (7.01)

Presión de reacción del apoyo (carga del suelo)	q^*_h	0,00	0,00	---	kN/m²

$q^*_h = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*}$ (7.02a)

Presión de reacción del apoyo (sección llena)	q^*_{hw}	0,00	0,00	---	kN/m²

$q^*_{hw} = \frac{c_{hw} \cdot q_w}{V_{RB} - c_{h,qh}^*}$ (7.02b)

1.2.4. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, clave

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	1,146	1,135	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,343	-0,346	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,004	0,004	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,019	0,019	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,012	0,012	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m

$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$

Momentos totales	ΣM	0,838	0,824	kNm/m

$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$

Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,826	0,812	kNm/m

$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$

Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,807	0,793	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-3,914	-3,876	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-4,355	-4,393	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,068	-0,068	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,363	0,363	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	0,000	0,000	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	28,216	28,216	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-7,974	-7,974	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-8,337	-8,337	kN/m

1.2.5. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	-0,879	-0,871	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	0,263	0,265	kNm/m

Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,012	0,012	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m
$\Sigma M= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$				
Momentos totales	ΣM	-0,604	-0,593	kNm/m
$\Sigma M_{sonst}= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$				
Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	-0,616	-0,605	kNm/m
$\Sigma M'= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$				
Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	-0,616	-0,605	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-18,461	-18,282	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,214	-0,214	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,312	0,312	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	0,000	0,000	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	17,827	18,006	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-18,363	-18,184	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-18,675	-18,496	kN/m

1.2.6. Sección fuerzas con nivel freático mínimo, base

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	0,612	0,606	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,183	-0,185	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	-0,004	-0,004	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	-0,019	-0,019	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,012	0,012	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m
$\Sigma M= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$				
Momentos totales	ΣM	0,418	0,410	kNm/m
$\Sigma M_{sonst}= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$				
Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,406	0,398	kNm/m
$\Sigma M'= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$				
Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,425	0,417	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-14,547	-14,406	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-1,172	-1,182	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m

Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,360	-0,360	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,260	0,260	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	0,000	0,000	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	20,370	20,502	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-15,820	-15,688	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-16,079	-15,948	kN/m

1.2.7. Sección fuerzas con nivel freático máximo, clave

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	0,859	0,855	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,189	-0,190	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,004	0,004	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,019	0,019	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,009	0,009	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	-0,019	-0,019	kNm/m
$\Sigma M= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$				
Momentos totales	ΣM	0,702	0,697	kNm/m
$\Sigma M_{sonst}= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$				
Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,674	0,669	kNm/m
$\Sigma M'= M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$				
Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,674	0,669	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-2,932	-2,919	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-2,395	-2,409	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,068	-0,068	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,363	0,363	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	-0,363	-0,363	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	21,157	21,157	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-5,396	-5,395	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-5,396	-5,395	kN/m

1.2.8. Sección fuerzas con nivel freático máximo, generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	-0,659	-0,656	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	0,145	0,146	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,009	0,009	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,000	0,000	kNm/m

$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$

Momentos totales	ΣM	-0,505	-0,501	kNm/m

$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$

Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	-0,514	-0,510	kNm/m

$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$

Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	-0,514	-0,510	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-13,831	-13,767	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,214	-0,214	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,312	0,312	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	-0,312	-0,312	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	12,457	12,521	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-14,045	-13,981	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-14,045	-13,981	kN/m

1.2.9. Sección fuerzas con nivel freático máximo, base

		corto plazo	largo plazo	
Momento debido a cargas verticales totales	M_{qv}	0,458	0,456	kNm/m
Momento debido a la presión lateral	M_{qh}	-0,101	-0,101	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo horizontal	M^*_{qh}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a la reacción de la presión del apoyo (sección llena)	M^*_{qw}	0,000	0,000	kNm/m
Momento debido a las cargas muertas	M_g	-0,004	-0,004	kNm/m
Momento debido a la sección llena	M_w	-0,019	-0,019	kNm/m
Momento debido a la presión del agua	M_{pw}	0,009	0,009	kNm/m
Momento debido al nivel freático a la altura de la clave	M_{pa1}	0,019	0,019	kNm/m

$\Sigma M = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pw}$

Momentos totales	ΣM	0,344	0,341	kNm/m

$\Sigma M_{sonst} = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M^*_{qw} + M_g + M_w + M_{pa1}$

Momentos totales sin presión interna/externa	ΣM_{sonst}	0,354	0,351	kNm/m

$\Sigma M' = M_{qv} + M_{qh} + M^*_{qh} + M_g$

Momentos totales debidos a la sección llena y a la presión	$\Sigma M'$	0,354	0,351	kNm/m
Fuerza normal debida a las cargas verticales totales	N_{qv}	-10,899	-10,848	kN/m
Fuerza normal debida a la presión lateral	N_{qh}	-0,644	-0,648	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho	N^*_{qh}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida a la reacción de la presión del lecho (relleno del agua)	N^*_{qw}	0,000	0,000	kN/m
Fuerza normal debida al peso muerto	N_g	-0,360	-0,360	kN/m
Fuerza normal debida al relleno de agua	N_w	0,260	0,260	kN/m
Fuerza normal debida al nivel freático hasta la clave	N_{pa1}	-0,260	-0,260	kN/m
Fuerzas totales normales	ΣN	14,546	14,593	kN/m
Total sin presión interna/externa	ΣN_{sonst}	-11,904	-11,857	kN/m
Total sin sección llena y sin presión	$\Sigma N'$	-11,904	-11,857	kN/m

1.2.10. Caso de carga a corto plazo

1.2.10.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	1,92	[-]
Relación de deflexión:	η	1,09	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	1,00	bar
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial:	σ_{RZ}	23,0	N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \qquad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	3,320	-3,113	1,317	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	6,929	---	17,459	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	7,389	---	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,950	0,950	0,950	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	24,214	24,214	24,214	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,646	0,636	0,551	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	2,757	-1,375	1,250	N/mm²
Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	8,343	---	18,405	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	---	16,726	---	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-3,510	1,979	-2,036	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	11,622	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	6,552	---	11,297	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,950	0,950	0,950	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	24,214	24,214	24,214	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,654	0,573	0,575	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	-1,674	1,678	-0,625	N/mm²

Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	---	13,706	---	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	13,739	---	36,815	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.10.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	1,92	[-]
Relación de deflexión:	η	1,09	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	0,83	bar

Valor característico de la tensión en sentido circunferencial:	σ_{RZ}	23,0	N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \qquad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	2,736	-2,563	1,199	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	8,406	---	19,176	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	8,972	---	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,788	0,788	0,788	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	29,173	29,173	29,173	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,645	0,635	0,552	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	2,272	-1,126	1,097	N/mm²
Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	10,122	---	20,960	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	---	20,419	---	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-2,834	1,685	-1,727	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	13,653	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	8,116	---	13,320	[-]

Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,788	0,788	0,788	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	29,173	29,173	29,173	[-]
Factor de reducción de acuerdo a Netzer/Pattis	n	0,650	0,575	0,577	[-]
Tensión por cálculo de superposición	$\sigma_r$es	-1,329	1,422	-0,541	N/mm²
Coeficiente de seguridad para cálculo de superposición, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,res}$	---	16,176	---	[-]
Coeficiente de seguridad para cálculos de superposición, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,res}$	17,304	---	42,490	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	23,00	23,00	23,00	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.10.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00083	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			I/(A·rm²)·κ_q	0,00083	[-]
		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'$_v$	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]
Cambio del diámetro vertical:			Δd_v	21,54	mm
Cambio del diámetro horizontal:			Δd_h	21,54	mm
Deformación vertical relativa:			δ_v	2,83	%
Deflexión admisible:			zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.10.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00083	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			I/(A·rm²)·κ_q	0,00083	[-]
		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'$_v$	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]
Cambio del diámetro vertical:			Δd_v	17,97	mm
Cambio del diámetro horizontal:			Δd_h	17,97	mm
Deformación vertical relativa:			δ_v	2,36	%
Deflexión admisible:			zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.10.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo)

Carga vertical total:	q_v	36,31	kN/m²
Factor de reducción de carga de colapso por cargas de suelo/tráfico:	κ_{v2}	0,87	[-]
Carga vertical total crítica:	krit q_v	1.676,8	kN/m²

$$\text{krit } q_v = 2 \cdot \kappa_{v2} \cdot (8S_0 \cdot S_{Bh})^{0,5} \qquad (9.06a)$$

Coeficiente de seguridad (carga vertical total):	γ_{qv}	46,18	[-]

$$\gamma = \frac{krit\ q_v}{q_v} \quad (9.07)$$

Presión externa por el agua:	p_a	25,00	kN/m²

$$p_a = h_W \cdot \gamma_W \quad (9.10)$$

Vacío adicional en el tubo:	p_I-	0,00	kN/m²
Rigidez del sistema:	V_{RB}	0,0108	[-]
Valor de ingreso δv2 para determinar κa2:	δ_{v2}	3,36	%
Factor de reducción debido a la predeformación por la carga de ruptura a la presión externa del agua:	κ_{a2}	0,78	[-]
Factor de reducción debido a la predeformación local por la carga de ruptura a presión externa del agua:	κ_{a1}	1,00	[-]
Sustituir valor para rm/s:	k*	9,999	[-]
Coeficiente de pandeo:	α_D	9,818	[-]
Presión externa crítica del agua:	krit p_a	765,455	kN/m²

$$krit\ p_a = \kappa_a \cdot \alpha_D \cdot 8S_0 \quad (9.08)$$

$$\kappa_a = \kappa_{a2} \cdot \kappa_{a1} \quad (9.09)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad (presión externa del agua):	γ_{pa}	30,618	[-]

$$\gamma_{pa} = \frac{krit\ p_a}{p_a} \quad (9.11)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad:	γ	18,41	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad:	erf γ_{stab}	2,00	[-]

Los coeficientes de seguridad al pandeo determinados son suficientes.

1.2.11. Caso de carga a largo plazo

1.2.11.1. prueba de tensión (con nivel freático mínimo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	8,75	[-]
Relación de deflexión:	η	1,32	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	1,00	bar
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial:	σ_{RZ}	17,5	N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \quad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	3,259	-3,062	1,289	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	6,105	---	15,441	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	6,499	---	[-]

Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,950	0,950	0,950	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	18,424	18,424	18,424	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	19,36	20,98	18,88	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	19,36	20,98	18,88	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-3,454	1,940	-2,002	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	10,254	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	5,761	---	9,936	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,950	0,950	0,950	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	18,424	18,424	18,424	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	20,81	19,11	22,06	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	20,81	19,11	22,06	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.11.2. prueba de tensión (con nivel freático máximo)

Coeficiente de superposición de tensiones:	Z	8,75	[-]
Relación de deflexión:	η	1,24	[-]
Presión interior resultante (pI - pW):	$p_{I,res}$	0,83	bar
Valor característico de la tensión en sentido circunferencial:	σ_{RZ}	17,5	N/mm²

$$\sigma_{R,res} = \frac{\sigma_{qv,qh,qh^*} \cdot \bar{\sigma}_R + \sigma_{sonst} \cdot \sigma_{R,L}}{\sigma_{qv,qh,qh^*} + \sigma_{sonst}} \qquad (9.01c)$$

Interior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	2,715	-2,545	1,189	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	7,630	---	17,419	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	---	8,138	---	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,788	0,788	0,788	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	22,197	22,197	22,197	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	19,99	22,15	19,43	N/mm²

Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	19,99	22,15	19,43	N/mm²

Exterior:		clave	generatriz sobre el diámetro horizontal del tubo	base	
Tensiones debidas a carga externa	σ_a	-2,814	1,671	-1,715	N/mm²
Coeficiente de seguridad para carga externa, tensión por flexión:	$\gamma_{BZ,a}$	---	12,397	---	[-]
Coeficiente de seguridad por carga externa, compresión por flexión:	$\gamma_{BD,a}$	7,362	---	12,079	[-]
Tensiones debidas a presión interna	σ_i	0,788	0,788	0,788	N/mm²
Coeficiente de seguridad por presión interna	γ_i	22,197	22,197	22,197	[-]
Tensión de tracción por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBZ,res}$	21,96	19,68	23,45	N/mm²
Tensión de compresión por flexión a ser considerada	$\sigma_{RBD,res}$	21,96	19,68	23,45	N/mm²

Todos los coeficientes de seguridad calculados en la prueba de tensión son suficientes.

1.2.11.3. Prueba de deformación (con nivel freático mínimo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00083	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			$I/(A \cdot rm^2) \cdot \kappa_q$	0,00083	[-]

		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'_v	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]

Cambio del diámetro vertical:	Δd_v	39,94	mm
Cambio del diámetro horizontal:	Δd_h	39,94	mm
Deformación vertical relativa:	δ_v	5,24	%
Deflexión admisible:	zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.11.4. Prueba de deformación (con nivel freático máximo)

Modo de cálculo:			lineal		
Relación:			I/(A·rm²)	0,00083	[-]
Relación 'I/(A·rm²)·κq':			$I/(A \cdot rm^2) \cdot \kappa_q$	0,00083	[-]

		q_v	q_h	q_h^*	
Coeficiente resultante de deformación	c'_v	-0,0833	0,0833	0,0640	[-]

Cambio del diámetro vertical:	Δd_v	27,29	mm
Cambio del diámetro horizontal:	Δd_h	27,29	mm
Deformación vertical relativa:	δ_v	3,58	%
Deflexión admisible:	zul δ_v	6,00	%

La deflexión determinada es menor que la deflexión permitida.

1.2.11.5. Prueba de estabilidad (lineal): (con nivel freático máximo)

Carga vertical total:	q_v	36,14	kN/m²
Factor de reducción de carga de colapso por cargas de suelo/tráfico:	κ_{v2}	0,86	[-]
Carga vertical total crítica:	krit q_v	1.335,1	kN/m²

$$\text{krit } q_v = 2 \cdot \kappa_{v2} \cdot (8S_0 \cdot S_{Bh})^{0,5} \quad (9.06a)$$

Coeficiente de seguridad (carga vertical total):	γ_{qv}	36,94	[-]

$$\gamma = \frac{\text{krit } q_v}{q_v} \quad (9.07)$$

Presión externa por el agua:	p_a	25,00	kN/m²

$$p_a = h_W \cdot \gamma_W \quad (9.10)$$

Vacío adicional en el tubo:	p_I-	0,00	kN/m²
Rigidez del sistema:	V_{RB}	0,0070	[-]
Valor de ingreso δv2 para determinar κa2:	δ_{v2}	4,58	%
Factor de reducción debido a la predeformación por la carga de ruptura a la presión externa del agua:	κ_{a2}	0,77	[-]
Factor de reducción debido a la predeformación local por la carga de ruptura a presión externa del agua:	κ_{a1}	1,00	[-]
Sustituir valor para rm/s:	k*	9,999	[-]
Coeficiente de pandeo:	α_D	14,170	[-]
Presión externa crítica del agua:	krit p_a	182,567	kN/m²

$$\text{krit } p_a = \kappa_a \cdot \alpha_D \cdot 8S_0 \quad (9.08)$$

$$\kappa_a = \kappa_{a2} \cdot \kappa_{a1} \quad (9.09)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad (presión externa del agua):	γ_{pa}	7,303	[-]

$$\gamma_{pa} = \frac{\text{krit } p_a}{p_a} \quad (9.11)$$

Coeficiente de seguridad de estabilidad:	γ	6,10	[-]
Coeficiente global de seguridad requerido, fallo por inestabilidad:	erf γ_{stab}	2,00	[-]

Los coeficientes de seguridad al pandeo determinados son suficientes.

Todas las pruebas necesarias son correctas.

ANEXO G.8. ESTUDIO DE LA RED RURAL VIARIA.



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO Nº 8
ESTUDIO DE LA RED RURAL VIARIA

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl



ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO Nº 8
ESTUDIO DE LA RED RURAL VIARIA
ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 3
2. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS EXISTENTES 3
3. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS PROYECTADOS 3
   3.1. PLANOS DE LA RED DE CAMINOS 7

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3-1. Planos de la Red de caminos proyectados de la red rural viaria de la zona de riego 8
Tabla 3-2. Planos de la Red de caminos proyectados de la red rural viaria de la zona de embalse. 8

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3-1. Sección tipo camino proyectado. 4
Figura 3-2. Planta de camino proyectado nuevo 4
Figura 3-3. Planta de camino proyectado repuesto. 5
Figura 3-5. Planta de camino proyectado en la zona de inundación 6
Figura 3-6. Planta de camino proyectado en la zona de acceso al muro de presa 6
Figura 3-7. Sección tipo camino proyectado 7

1. INTRODUCCIÓN

En este anexo se estudian los trazados de los caminos que es necesario reponer o construir completamente nuevos para resolver algunos de los condicionantes que se crean como consecuencia de las obras del embalse y de la red de riego.

2. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS EXISTENTES

En el Anejo J del presente proyecto (Planos 1 y 2 de Red Rural Viaria) se pueden observar los caminos que existen en la actualidad tanto en la zona de inundación del embalse como en la zona de riego.

Los caminos rurales que existen en la zona se ha comprobado en terreno que son de ripio (zahorra artificial) de 25 cm de espesor.

3. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS PROYECTADOS

Las necesidades de reposición y construcción de nuevos caminos son motivadas por diversos orígenes como son:

- Red de Riego:
  - Construcción de caminos que permitan el acceso a las obras
  - Construcción de caminos que permitan el acceso a las infraestructuras para su mantenimiento y explotación una vez terminadas y entregadas

  De estos dos orígenes se derivan dos condicionantes que se pueden dar en la construcción de los caminos, ya sea porque el camino sea de nueva construcción o constituya una reposición de algún camino existente, del cual se ha aprovechado la traza para su diseño.

La sección prevista para todos los caminos proyectados es uniforme y se expone a continuación en la figura 3-1.

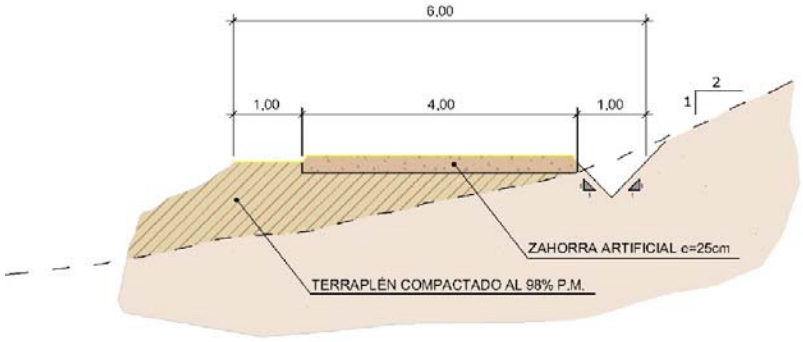
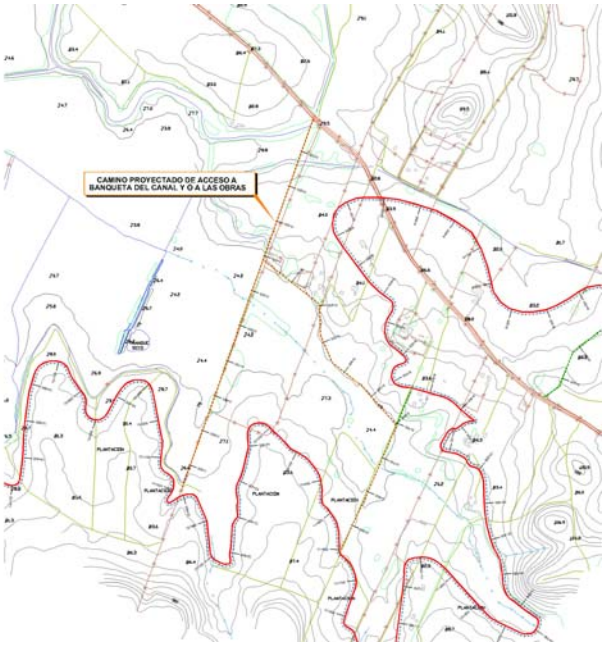


Figura 3-1. Sección tipo camino proyectado.

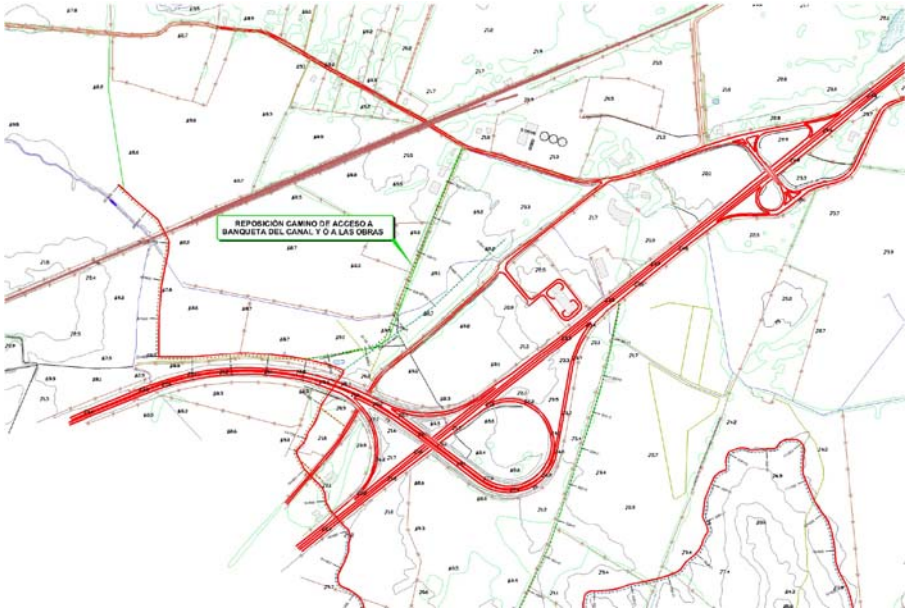
En la siguiente figura 3-2 se puede observar en planta un ejemplo de camino proyectado nuevo en la red de riego.

Figura 3-2. Planta de camino proyectado nuevo



En la siguiente figura 3-3 se puede observar en planta un ejemplo de camino proyectado repuesto en la red de riego.

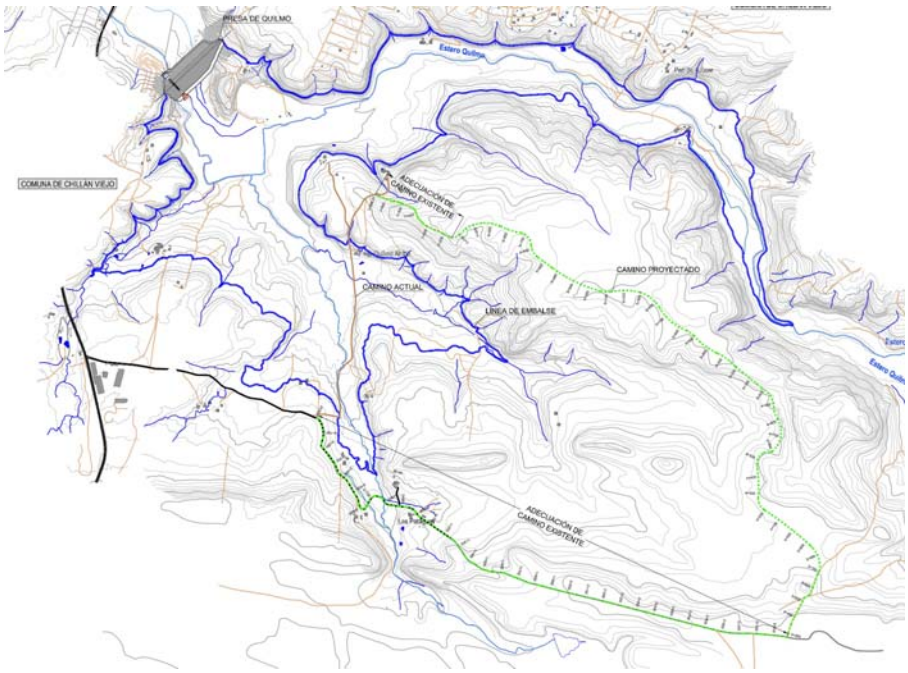
Figura 3-3. Planta de camino proyectado repuesto.



- Zona de Embalse:
  - o Construcción de caminos que permitan el acceso a las viviendas que quedan aisladas por la inundación del terreno.
  - o Construcción de caminos que permitan el acceso a las infraestructuras para su mantenimiento y explotación una vez terminadas y entregadas.

En la siguiente figura 3-5 se puede observar en planta el camino proyectado permitan el acceso a las viviendas que quedan aisladas por la inundación del terreno.

Figura 3-4. Planta de camino proyectado en la zona de inundación



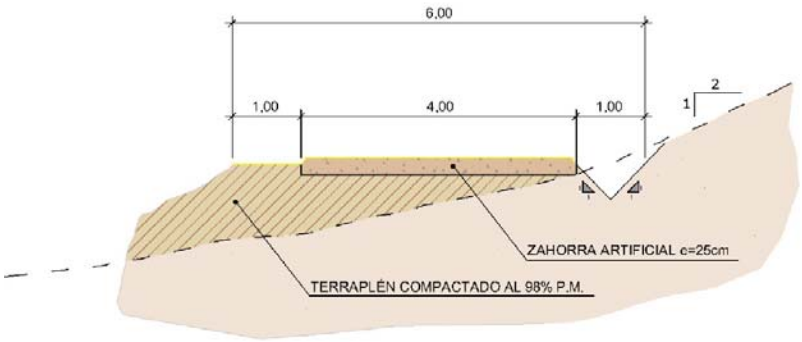
En la siguiente figura 3-6 se puede observar en planta el camino proyectado permitan el acceso al muro del embalse.

Figura 3-5. Planta de camino proyectado en la zona de acceso al muro de presa



La sección prevista para todos los caminos proyectados es uniforme y se expone a continuación en la figura 3-7.

Figura 3-6. Sección tipo camino proyectado



3.1.1. PLANOS DE LA RED DE CAMINOS

En el Anexo J del presente proyecto se exponen al completo todos los caminos que se proyectan para la Red Rural Viaria tanto en planta como en perfil longitudinal.

Tabla 3-1. Planos de la Red de caminos proyectados de la red rural viaria de la zona de riego

NÚMERO PLANO	DESCRIPCIÓN
1	RED RURAL VIARIA. PLANTA GENERALDE CAMINOS EXISTENTES ZONA INUNDACIÓN Y PRESA.
2	RED RURAL VIARIA. PLANTA GENERALDE CAMINOS EXISTENTES ZONA DE RIEGO.
3	RED RURAL VIARIA. PLANTA DE TRAZADOS DE CAMINOS PROYECTADOS. ZONA DE RIEGO.
4	RED RURAL VIARIA. PERFILES LONGITUDINALES CAMINOS PROYECTADOS. ZONA DE RIEGO.
5	RED RURAL VIARIA. PERFILES TRANSVERSALESCAMINOS PROYECTADOS. ZONA DE RIEGO.

Tabla 3-2. Planos de la Red de caminos proyectados de la red rural viaria de la zona de embalse

NÚMERO PLANO	DESCRIPCIÓN
1	RED RURAL VIARIA. PLANTA GENERAL. CAMINOS PROYECTADOS. ZONA DE EMBALSE.
2	RED RURAL VIARIA. PLANTA DE TRAZADOS DECAMINOS PROYECTADOS. ZONA DE EMBALSE.
3	RED RURAL VIARIA. PERFILES LONGITUDINALES CAMINOS PROYECTADOS. ZONA DE EMBALSE.
4	RED RURAL VIARIA. PERFILES TRANSVERSALES CAMINOS PROYECTADOS. ZONA DE EMBALSE.

ANEXO G.9. PLAN DE CONTROL DE CALIDAD.



COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.9. PLAN DE CONTROL DE CALIDAD

MARZO 2015

Wats – Intercontrol Levante- Montegrande

Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile.

Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

ANEXO G.9. PLAN DE CONTROL DE CALIDAD

ÍNDICE

1. OBJETO 2
2. RELACIÓN DE ENSAYOS A REALIZAR 2
2.1. TERRAPLENES 2
2.1.1. Material 2
2.1.2. Compactación 2
2.2. RELLENOS 3
2.2.1. Material 3
2.3. ESCOLLERA Y MAMPOSTERÍA GAVIONADA 3
2.4. ZAHORRA ARTIFICIAL 3
2.4.1. Material 3
2.4.2. Compactación 3
2.5. HORMIGONES ESTRUCTURALES. 3
2.5.1. Estudio de la mezcla 3
2.6. ACEROS. 4
2.6.1. BARRAS CORRUGADAS. 4
2.7. EQUIPOS. 4
2.8. INSTALACIONES ELÉCTRICAS. 4
2.9. TELEMANDO Y CONTROL. 4

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO G 9.1. TABLA DE ENSAYOS.

1. OBJETO

En el presente anejo se realiza un plan de control de calidad de los materiales y su puesta en obra a efectuar para asegurar la calidad de las obras proyectadas.

En base a la normativa vigente, se establecen los criterios y frecuencia de toma de muestras y ejecución de ensayos. El documento consta de los siguientes apartados:

- Relación de ensayos a realizar, especificando la norma utilizada para la ejecución de los mismos.

- Frecuencia de realización de ensayos, según las especificaciones marcadas por la normativa vigente. A partir de las mediciones de las unidades de obra, se obtiene el número de ensayos a realizar para cada una de éstas.

2. RELACIÓN DE ENSAYOS A REALIZAR

2.1. TERRAPLENES

2.1.1. Material

- Análisis granulométrico por tamizado: 8.102.1 (MC-V8-2013) (LNV 105)
- Límites de Atterberg: NCh 1517/1.Of79, NCh 1517/2.Of79, NCh 1515.Of79
- Densidad de partículas sólidas: NCh 1532.Of80, NCh 1117.Of2010
- Próctor Modificado: LNV – 62 (NCH 1516)
- Índice CBR: LNV 92 (NCH 1852)
- Contenido de materia orgánica: NLT-117/UNE 7368 (agua oxigenada) NLT-118 (dicromato potásico)
- Contenido de sulfatos: NLT-120
- Asiento colapso: NLT-254

2.1.2. Compactación

- Densidad y humedad "in situ": 8.502.1 (MCV8-2012) (LNV 19) (densidad método nuclear)

2.2. RELLENOS

2.2.1. Material

- Análisis granulométrico por tamizado: 8.102.1 (MC-V8-2013) (LNV 105)
- Material que pasa por el tamiz 0.08 UNE: UNE 7135

2.3. ESCOLLERA Y MAMPOSTERÍA GAVIONADA

- Densidad de la roca saturada: NLT-153
- Absorción de agua: NLT-153

2.4. ZAHORRA ARTIFICIAL

2.4.1. Material

- Análisis granulométrico por tamizado: 8.102.1 (MC-V8-2013) (LNV 105)
- Índice de machaqueo. Porcentaje de elementos con dos o más caras de fractura: NLT-358
- Determinación del coeficiente de Los Ángeles: NCh1369
- Límites de Atterberg: NCh 1517/1.Of79, NCh 1517/2.Of79, NCh 1515.Of79
- Equivalente de arena: NLT-113/UNE 7324
- Próctor modificado: LNV – 62 (NCH 1516)
- Índice CBR en laboratorio: LNV 92 (NCH 1852)
- Contenido de materia orgánica: NLT-117/UNE 7368 (agua oxigenada) NLT-118 (dicromato potásico)

2.4.2. Compactación

- Densidad y humedad "in situ": 8.502.1 (MCV8-2012) (LNV 19) (densidad método nuclear)

2.5. HORMIGONES ESTRUCTURALES.

2.5.1. Estudio de la mezcla

- Consistencia mediante el Cono de Abrams: NCh 2257/3. Reglamento Res. 6509/2012
- Resistencia a compresión: NCh 2261. Reglamento Res. 6509/2012

2.6. ACEROS.

2.6.1. BARRAS CORRUGADAS.

- Ensayo a tracción a temperatura ambiente de una probeta, con determinación de:
  - Masa por metro lineal;
  - Sección equivalente;
  - Tensión y alargamiento de rotura;
  - Diagrama cargas-deformaciones;
  - Módulo de elasticidad: UNE 36401/81
- Ensayo de doblado simple de una probeta: UNE 36068
- Ensayo de doblado-desdoblado de una probeta: UNE 36068
- Determinación de las características geométricas: UNE 36068

2.7. EQUIPOS.

- Certificado de calidad homologado.
- Prueba de puesta a punto y funcionamiento.

2.8. INSTALACIONES ELÉCTRICAS.

- Certificado de calidad homologado.
- Prueba de puesta a punto y funcionamiento.

2.9. TELEMANDO Y CONTROL.

- Certificado de calidad homologado.
- Prueba de puesta a punto y funcionamiento.

ANEXO G 9.1. TABLA DE ENSAYOS

.

UNIDAD DE OBRA Y ENSAYOS	MEDICION	FRECUENCIA	Nº ENSAYOS
TERRAPLENES	**240614 m3**		
MATERIAL	**240614 m3**		
Análisis granulométrico por tamizado	240614 m3	5000 m3	49
Límites de Atterberg	240614 m3	5000 m3	49
Próctor modificado	240614 m3	1000 m3	241
Indice CBR	240614 m3	10000 m3	25
Contenido de materia orgánica	240614 m3	10000 m3	25
Contenido de sulfatos	240614 m3	10000 m3	25
Asiento colapso	240614 m3	10000 m3	25
COMPACTACION	**601535 m2**		
Densidad y humedad "in situ"	601535 m2	1500 m2	30
RELLENOS			
RELLENO DE MATERIAL FILTRANTE	**30101 m3**		
Material	**30101 m3**		
Análisis granulométrico por tamizado	30101 m3	5000 m3	7
Material que pasa por el tamiz 0,08 UNE	30101 m3	5000 m3	7
ESCOLLERA Y MAMPOSTERIA GAVIONADA	**15424 m3**		
Ensayo de densidad de la roca saturada	15424 m3	8000 m3	2
Ensayo de absorción de agua	15424 m3	8000 m3	2
ZAHORRA ARTIFICIAL	**28816 m3**		
MATERIAL	**28816 m3**		
Análisis granulométrico por tamizado	28816 m3	750 m3	39
Indice de machaqueo. Porcentaje con dos o más caras de fractura	28816 m3	2250 m3	13
Determinación del coeficiente de los Angeles	28816 m3	4500 m3	7
Límites de Atterberg	28816 m3	1500 m3	20
Equivalente de arena	28816 m3	375 m3	77
Próctor modificado	28816 m3	750 m3	39
Indice CBR en laboratorio	28816 m3	4500 m3	7
Contenido de materia orgánica	28816 m3	750 m3	39
COMPACTACION	**115264 m2**		
Densidad y humedad "in situ"	115264 m2	1750 m2	30
HORMIGONES ESTRUCTURALES	**8390 m3**		
ESTUDIO DE LA MEZCLA	**8390 m3**	50 m3	168
Consistencia mediante el Cono de Abrams (adicional)	8390 m3	50 m3	
Resistencia a compresión (adicional)	8390 m3	50 m3	
ACEROS			
BARRAS CORRUGADAS	**348,20 Tm**		
Ensayo a tracción a temperatura ambiente de una probeta,			
con determinación de:			
* Masa por metro lineal;			
* Sección equivalente;			
* Tensión y alargamiento de rotura;			
* Diagrama cargas-deformaciones;			
* Módulo de elasticidad	348,20 Tm	25,00 Tm	14
Ensayo de doblado simple de una probeta	348,20 Tm	25,00 Tm	14
Ensayo de doblado-desdoblado de una probeta	348,20 Tm	25,00 Tm	14
Determinación de las características geométricas	348,20 Tm	25,00 Tm	14
EQUIPOS			
Certificado de calidad homologado			
Pruebas de puesta a punto y funcionamiento			1
INSTALACIONES ELÉCTRICAS			
Certificado de calidad homologado			
Pruebas de puesta a punto y funcionamiento			1
TELEMANDO Y CONTROL			
Certificado de calidad homologado			1
Pruebas de puesta a punto y funcionamiento			