



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**FACTIBILIDAD DE MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE PASADA EN
EL RÍO CHIRRE, REGIÓN DE LOS RÍOS.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FERNANDO GABRIEL LIRA AZCARATEGUI

PROFESOR GUÍA:
ALFONSO UGARTE SOTO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
YARKO NIÑO CAMPOS
XIMENA VARGAS MESA

SANTIAGO DE CHILE
2015

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil
POR: Fernando Gabriel Lira Azcarategui
FECHA: 08/07/2015
PROFESOR GUÍA: Alfonso Ugarte Soto

FACTIBILIDAD DE MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE PASADA EN EL RIO CHIRRE, REGIÓN DE LOS RÍOS.

En Chile, la demanda energética en los últimos decenios ha ido en constante aumento debido al sostenido crecimiento del país. Los combustibles fósiles han sido los preferidos para poder suplir esta demanda sacando cada vez más ventaja de la participación hidroeléctrica en la matriz energética. Para cambiar esta tendencia hoy en el país se están ejecutando, y en otros casos ya construyendo, diversos proyectos de energía renovables no convencionales, dentro de los cuales, las pequeñas centrales hidroeléctricas están adquiriendo cada día mayor participación, aprovechando el potencial que tiene Chile en esta materia y aportando al SIC energía confiable y limpia.

En este trabajo de título se desarrolla un estudio a nivel de factibilidad técnico-económica de una probable mini central hidroeléctrica ubicada en el río Chirre, en la Región de los Ríos. Sus objetivos específicos son: i. Recopilar antecedentes de buenas prácticas en proyectos hidroeléctricos de este tipo que se hayan construido en la actualidad, y una revisión de las guías para considerar los antecedentes y requerimientos del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA), para elaborar una correcta base de diseño, ii. Diseñar la minicentral hidroeléctrica, enfocado principalmente en los aspectos hidráulicos de sus obras civiles, iii. Realizar una evaluación económica del proyecto, la que permite concluir la factibilidad técnica y económica de la mini central.

La metodología para lograr los objetivos incluye la recopilación de información detallada de los diversos componentes que conforman un minicentral hidroeléctrica. Luego la recopilación de antecedentes topográficos e hidrométricos de la zona de ubicación del proyecto, que permiten elaborar un estudio hidrológico en la zona de captación y así determinar el caudal de diseño. Luego proyectar las obras civiles y realizar el diseño hidráulico de la minicentral. Finalmente mediante cubicaciones, y posterior presupuesto de la central, se realiza la evaluación económica del proyecto, en base a precios unitarios típicos para este tipo de proyecto y proyecciones del precio de la energía actualizadas a la fecha.

Los resultados de la evaluación económica, para el diseño de la central adoptado, muestran que la central se encuentra en el límite de la factibilidad, por ello se considera también otro tipo de alternativa más económica de construcción, sin embargo, se recalca que se debe contar estudios más en detalle que validen la implementación de esta alternativa. Los análisis de sensibilidad para casos pesimistas en que el precio de la energía es menor al caso base, afectan notoriamente los resultados de la evaluación económica de la central al punto de no ser factible.

Mis agradecimientos son para todos aquellos que me acompañaron en este gran logro:

A mi padre al cual cada día valoro su gran esfuerzo por darme todo y querer siempre brindarme la mejor educación.

A la señora de mi padre, a la cual también formó parte de este esfuerzo.

A mi hermana, que siempre se ha preocupado por mí, sin importar la distancia.

A Paulina que siempre ha creído en mí, y que junto a su inmenso amor y compañía me dio la valentía necesaria para cumplir mis objetivos.

Al Profesor guía por su gran disposición y ayuda en este proceso.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. ANTECEDENTES Y MOTIVACIÓN	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. METODOLOGIA	2
1.4. ORGANIZACIÓN DEL INFORME	3
2. DISCUSIÓN BIBLIOGRAFICA	5
3. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y COMPONENTES DE UNA MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA.....	8
3.1. OBRAS DE CAPTACIÓN.....	8
3.2. ESCALERA DE PECES.....	8
3.2.1 Escalas de ralentizadores (Denil)	8
3.2.2 Escalas de depósitos sucesivos	9
3.2.3 Escalas de hendidura vertical.....	10
3.3. DESARENADOR.....	11
3.3.1 Desarenador Longitudinal.....	11
3.3.2 Desarenador de vórtice	12
3.4. OBRAS DE CONDUCCIÓN	12
3.4.1 Canal de Aducción.....	12
3.4.2 Túneles.....	14
3.4.3 Acueductos y Sifones	14
3.5. CÁMARA DE CARGA	15
3.6. OBRA DE SEGURIDAD.....	15
3.6.1 Canal Colector.....	15
3.6.2 Canal evacuador de crecidas	15
3.6.3 Disipador de energía	15
3.7. TUBERIA FORZADA.....	17
3.7.1 Materiales de tubería.....	17
3.8. CASA DE MÁQUINAS	19
3.8.1 Válvula de Protección	19
3.8.2 Turbina	19
3.8.3 Generador	23

3.8.4	Volante de Inercia.....	23
3.8.5	Subestación	23
3.8.6	Puente Grúa	24
3.8.7	Canal de salida de aguas turbinadas.....	24
3.9.	CANAL DE DEVOLUCIÓN.....	24
4.	HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES	25
4.1.	HERRAMIENTAS CONVENCIONALES PARA ASESORIAS DE UNA MINICENTRAL HIDROELECTRICA.....	25
4.1.1	RETSCREEN.....	25
4.1.2	IMP	25
4.1.3	PEACH	25
4.1.4	SMART MINI HIDRO.....	25
4.1.5	HydroHelp.....	26
4.2.	HERRAMIENTAS DE DISEÑO	26
4.2.1	WMS.....	26
4.2.2	CHAC	26
4.2.3	HEC-RAS	27
4.2.4	Flow Pro	27
4.2.5	Autocad Civil 3D	27
4.2.6	Bentley Hammer.....	28
4.2.7	Sketchup.....	28
4.3.	PROGRAMAS UTILIZADOS PARA EL ESTUDIO DE LA CENTRAL.....	28
5.	ANTECEDENTES DEL AREA DEL PROYECTO	29
5.1.	LOCALIZACION DEL PROYECTO.....	29
5.2.	CARÁCTERÍSTICAS GENERALES DEL SECTOR DEL PROYECTO.....	29
5.2.1	Clima	29
5.2.2	Temperaturas	30
5.2.3	Precipitaciones	30
5.2.4	Régimen Hidrológico	30
5.2.5	Rutas de Acceso.....	31
5.3.	ANTECEDENTES BÁSICOS DEL TERRENO DEL PROYECTO.....	32
5.3.1	Relieve y Morfología de la zona.....	32

5.3.2	Geología y Geotecnia	32
5.3.3	Depósitos sedimentarios de la zona de construcción	32
5.3.4	Tipos de suelos superficiales.....	33
5.3.5	Volcanismo y Sismicidad	34
6.	HIDROLOGIA.....	35
6.1.	CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.....	35
6.2.	PLUVIOMETRIA DE LA ZONA	36
6.3.	CALCULO DE LA ESCORRENTIA EN LA CUENCA DEL RIO CHIRRE.....	37
6.3.1	Generalidades	37
6.3.2	Generación de caudales medios mensuales	37
6.3.3	Calibración del modelo	38
6.3.4	Validación del modelo.....	38
6.3.5	Simulación	40
6.4.	VERIFICACION DE CAUDALES	41
6.4.1	Relaciones directas precipitación-escorrentía	41
6.4.2	Rendimiento de otras cuencas	42
6.5.	CURVAS DE VARIACION ESTACIONAL.....	43
6.6.	CAUDALES MEDIOS MENSUALES DISPONIBLES PARA GENERACION	44
6.7.	CÁLCULO DE LOS CAUDALES MÁXIMOS DE CRECIDAS.....	46
6.7.1	Formula Racional.....	46
6.7.2	Fórmula Verni y King	47
6.7.3	Método Verni y King Modificado	47
6.7.4	Método DGA-AC.....	48
6.7.5	Datos para la aplicación de los Métodos	48
6.8.	RESULTADOS DE LOS CAUDALES MÁXIMOS DE CRECIDAS	54
7.	DISEÑO DE LA CENTRAL	56
7.1.	DISEÑO HIDRAULICO DE LA BARRERA.....	57
7.1.1	Descripción.....	57
7.1.2	Crecidas de diseño.....	57
7.1.3	Funcionamiento del Vertedero.....	58
7.1.4	DISIPADOR DE ENERGÍA.....	62
7.1.5	Compuerta desripiadora	65

7.2.	ESCALERA DE PECES	68
7.2.1	Funcionamiento hidráulico	69
7.2.2	Capacidad natatoria de los peces.....	71
7.2.3	Diseño	73
7.3.	OBRA DE TOMA.....	74
7.3.1	Descripción de le obra de toma	74
7.3.2	Diseño de la obra toma.....	75
7.3.3	Cota de la poza (Nivel normal de operación).....	76
7.4.	ADUCCION	76
7.4.1	Eje hidráulico tramo canal trapecial de tierra desde la cámara de carga hasta tubería libre	76
7.4.2	Eje hidráulico tramo tubería desde canal de tierra a canal de hormigón	77
7.4.3	Eje hidráulico tramo canal rectangular de hormigón.....	77
7.5.	CAMARA DE CARGA	80
7.5.1	Cálculo de la Sumergencia.....	80
7.5.2	Nivel en inicio transición a cámara de carga	81
7.6.	OBRA DE SEGURIDAD.....	83
7.6.1	Vertedero Lateral.....	83
7.6.2	Canal Colector.....	84
7.6.3	Rápido Dentado.....	88
7.6.4	Ancho basal.....	89
7.6.5	Dientes disipadores	89
7.7.	TUBERIA EN PRESION.....	91
7.7.1	Pérdidas de carga.....	91
7.7.2	Pérdidas friccionales de tubería en presión.....	94
7.7.3	Pérdidas de carga total tubería.....	95
7.7.4	Cálculo del diámetro económico.....	95
7.8.	CASA DE MAQUINAS Y CANAL DE DEVOLUCION.....	97
7.9.	ALTURA NETA DE LA CENTRAL	97
8.	EVALUACION ECONOMICA.....	99
8.1.	ALTERNATIVAS	99
8.2.	PRESUPUESTO DE LAS OBRAS.....	100

8.2.1	Cubicación.....	100
8.2.2	Precios Unitarios.....	100
8.2.3	Presupuesto de las Obras Civiles.....	101
8.3.	ANALISIS ECONOMICO.....	101
8.3.1	Características de la Central	101
8.3.2	Parámetros económicos.....	102
8.3.3	Resultados y sensibilidad	102
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	107

INDICE DE CUADROS

Cuadro 6.1.	Características de la Cuenca.....	35
Cuadro 6.2.	ETP mensual y anual para cuencas.	38
Cuadro 6.3.	Caudales medios mensuales simulados captación río Chirre (m ³ /s).	40
Cuadro 6.4.	Resultados Qm anual modelos directos Precipitación-Escorrentía.	42
Cuadro 6.5.	Rendimiento Chirre en bocatoma y otras cuencas DGA.	43
Cuadro 6.6.	Curvas de Variación Estacional Captación Río Chirre (m ³ /s).	43
Cuadro 6.7.	Caudal Ecológico en captación Central Chirre.	44
Cuadro 6.8.	Derechos de Agua en captación Central Chirre.....	44
Cuadro 6.9.	Caudales Medios Mensuales Disponibles para Central Chirre* (m ³ /s).	45
Cuadro 6.10.	Coeficiente de Escorrentía C.....	47
Cuadro 6.11.	Coeficiente de escorrentía.....	48
Cuadro 6.12.	Coeficiente de duración Cd.	49
Cuadro 6.13.	Resultados y Tc adoptado.	50
Cuadro 6.14.	Curva de frecuencia coeficiente empírico método Verni-King modificado.	51
Cuadro 6.15.	Curva de frecuencia de caudales medios diarios máximos zona homogénea Xp- Gumbel (Cuenca Rio Bueno y Valdivia).....	51
Cuadro 6.16.	Curva de frecuencia caudales instantáneos máximos zona homogénea Xp.....	52
Cuadro 6.17.	Coeficientes de Frecuencia para Petrohué.....	53
Cuadro 6.18.	Precipitaciones máximas 24 horas zona Central Chirre.	54

Cuadro 6.19. Resumen de resultados crecidas en captación.	54
Cuadro 6.20. Caudales de crecidas adoptados.....	55
Cuadro 7.1. Valores Curva de descarga Vertedero.....	60
Cuadro 7.2. Resultados HEC-RAS inmediatamente aguas abajo de la bocatoma Perfil P7.....	61
Cuadro 7.3. Resultados para h_d/H_e y C_s/C	62
Cuadro 7.4. Resultado altura conjugada d_2	63
Cuadro 7.5. Diseño colchón Disipador.	65
Cuadro 7.6. Resultados Curva de Descarga compuerta y muro vertedero.	66
Cuadro 7.7. Revanchas de muros de la bocatoma para crecidas.....	67
Cuadro 7.8. Valores coeficiente “C” para distintas pendientes y tipos de diseño.	70
Cuadro 7.9. Valores constantes de capacidad natatoria según especie [34].	72
Cuadro 7.10. Talla ejemplares capturados.....	72
Cuadro 7.11. Resumen cálculo eje hidráulico para obra de toma.....	75
Cuadro 7.12. Eje hidráulico tramo canal de aducción en tierra.	76
Cuadro 7.13. Eje hidráulico tramo tubería libre.	77
Cuadro 7.14. Eje hidráulico tramo canal rectangular de hormigón.....	78
Cuadro 7.15. Sumergencia cámara de carga.....	81
Cuadro 7.16. Condiciones hidráulicas sección (1) cámara de carga.....	82
Cuadro 7.17. Condiciones hidráulicas sección (2) cámara de carga.....	82
Cuadro 7.18. Alturas de carga sobre el vertedero.....	84
Cuadro 7.19. Parámetros de cálculo de canal colector.	85
Cuadro 7.20. Condiciones hidráulicas en la grada de inicio del rápido.	86
Cuadro 7.21. Eje hidráulico canal de aproximación rápido endentado.....	86
Cuadro 7.22. Condiciones hidráulica inicio canal aproximación y aguas arriba curva. ..	87
Cuadro 7.23. Eje hidráulico y parámetros del canal colector ($n = 0,015$).	87
Cuadro 7.24. Coeficientes de Pérdida de Carga en las curvas.	93
Cuadro 7.25. Pérdida de carga friccional.	95
Cuadro 7.26. Costo de la energía.	95
Cuadro 7.27. Determinación Diámetro Óptimo Tubería en Presión	96
Cuadro 7.28. Altura neta central Chirre.....	98
Cuadro 8.1. Precios unitarios del proyecto.....	100

Cuadro 8.2. Presupuesto de la Central Chirre.....	101
Cuadro 8.3. Características de la Central.	102
Cuadro 8.4. Parámetros económicos.	102
Cuadro 8.5. Resultados evaluación económica.	103
Cuadro 8.6. Análisis de sensibilidad.....	103

INDICE DE FIGURAS

Figura 3.1. Escalas de ralentizadores [19].	9
Figura 3.2. Escala de depósitos sucesivos y configuraciones de los tabiques [19].....	10
Figura 3.3. Escalas de hendidura vertical y configuraciones de los tabiques [19].....	11
Figura 3.4. Construcción de canal de aducción y dissipador de energía con Geoweb. ...	13
Figura 3.5. Instalación manta de hormigón y muestra del resultado [23].	14
Figura 3.6. Turbina Kaplan [24].	20
Figura 3.7. Turbina Pelton [24].	21
Figura 3.8. Turbina Francis [24].	21
Figura 3.9. Turbina Ossberger [24].	22
Figura 3.10. Turbina Turgo [25].....	22
Figura 3.11. Rango de aplicación tipos de turbina [24].	23
Figura 4.1 Esquema modelo CHAC [26].	27
Figura 5.1. Localización del Proyecto.....	29
Figura 5.2. Curva de variación estacional Pilmaiquén en San Pablo [27].	31
Figura 5.3. Mapa Geológico de Chile [29].	33
Figura 6.1. Delimitación de la cuenca a través de WMS (Coordenadas en WGS84).....	35
Figura 6.2. Ubicación cuenca CH Chirre en mapa Isoyetas (DGA 1995).....	36
Figura 6.3. Cuencas Nilahue en Mayai y Chirre en Bocatoma.	37
Figura 6.4. Comparación $Q_{\text{medio anual}}$ observado con simulado (1995/96 -2012/13).	39
Figura 6.5. Comparación $Q_{\text{medios mensuales}}$ observados con simulados.	39
Figura 6.6. Curvas de Variación Estacional captación Chirre.....	43
Figura 6.7. Curvas de duración $Q_{\text{medio anual}}$ captación Chirre.	44
Figura 6.8. Ubicación cuenca CH Chirre en mapa Isoyetas Precipitación máxima (DGA).	53
Figura 6.9. Resumen de resultados crecidas en captación.....	55

Figura 7.1. Coeficientes de descarga para vertederos en pared vertical.	58
Figura 7.2. Coeficientes de descarga para cargas distintas a la de diseño.....	59
Figura 7.3. Curva de Descarga del Muro Vertedero.....	60
Figura 7.4. Relación coeficientes de descarga debido al efecto de la Sumergencia.....	61
Figura 7.5. Disipador de Energía tipo USBR III [32].	62
Figura 7.6. Resalto hidráulico.....	63
Figura 7.7. Longitud del Disipador USBR III [32].	64
Figura 7.8. Parámetros h_3 y h_4 Disipador USBR III [32].	64
Figura 7.9. Curva de Descarga compuerta y muro vertedero.	67
Figura 7.10. Vista isométrica de la barrera.....	68
Figura 7.11. Diseño y tipos de escalas de peces de hendidura vertical [34].	69
Figura 7.12. Coeficiente “C” versus pendiente [34].	71
Figura 7.13. Relaciones Autonomía-Velocidad (Salmónidos) [34].	72
Figura 7.14. Relaciones Autonomía-Velocidad y valores para el diseño actual.	73
Figura 7.15. Vista isométrica escalera de peces.	74
Figura 7.16. Vista en planta escalera de peces.....	74
Figura 7.17. Esquema para cálculo del eje hidráulico.	75
Figura 7.18. Aducción Chirre.....	79
Figura 7.19. Esquema de cámara de carga.	81
Figura 7.20. Vista isométrica de la cámara de carga.	82
Figura 7.21. Dimensiones Rápido Endentado y sus componentes [32].	88
Figura 7.22. Vista isométrica rápido dentado.	90
Figura 7.23. Gráfico coeficiente K_b^*	93
Figura 7.24. Diámetro óptimo Central Chirre.....	96
Figura 7.25. Vista isométrica casa de máquinas.	97
Figura 8.1. Cambio a bocatoma, alternativa 2.....	99
Figura 8.2. Cambio a obra de seguridad, alternativa 2.....	100
Figura 8.3. Sensibilidad para alternativa 1.	103
Figura 8.4. Sensibilidad para alternativa 2.	104

INDICE DE ANEXOS

ANEXO I: Antecedentes Hidrométricos	110
ANEXO II: Resultados relaciones directas precipitación-escorrentía	113
ANEXO III: Modelación HEC-RAS Zona Bocatoma y Restitución.....	115
ANEXO IV: Forma de la presa vertedora	130
ANEXO V: Cálculo eje hidráulico obra de toma	135
ANEXO VI: Pérdidas de carga para distintos diámetros de tubería en presión.....	141
ANEXO VII: Cubicación y presupuesto central Chirre.....	146
ANEXO VIII: Calculo Energía media anual	154
ANEXO IX: Evaluación Económica	162

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES Y MOTIVACIÓN

Las Mini Centrales Hidroeléctricas de Pasada son obras de ingeniería que permiten obtener energía eléctrica. Su funcionamiento se basa en el aprovechamiento de la energía cinética y potencial del agua que escurre en cauces naturales o artificiales. Mediante el desvío de una fracción del caudal de un cauce, en un punto donde se pueda obtener un adecuado desnivel geométrico, se pueden dar las condiciones necesarias para finalmente realizar la generación de energía eléctrica mediante un grupo turbo-generador.

En este caso, el agua se utiliza de manera no consuntiva, es decir posterior a la generación el agua es restituida al cauce en un punto aguas abajo del punto de captación, minimizando los impactos ambientales asociados a la extracción.

Esta memoria en particular, consiste en un estudio a nivel de factibilidad de una Minicentral Hidroeléctrica en el Río Chirre, ubicado en la Región de los Ríos.

En Chile el potencial de desarrollo hidroeléctrico es alto, gracias a la gran cantidad de cauces superficiales y las pendientes que pueden lograrse en algunas zonas. Según el Centro de Energías Renovables (CER 2014)), actualmente existe una cantidad importante de proyectos de pequeñas centrales, con 423 megawatts (MW) en operación y construcción, sobre 270 MW que cuentan con aprobación ambiental y sobre 202 MW que se encuentran en el proceso de calificación.

Respecto al marco ambiental, Ordoñez (2011) elaboró un instrumento de apoyo tanto al Sistema de evaluación de Impacto Ambiental como a las empresas proyectistas, para la identificación de los impactos ambientales y proposición de medidas de mitigación en la implementación de las pequeñas centrales hidroeléctricas, para acelerar y transparentar el proceso de evaluación.

La motivación para realizar esta memoria está relacionada con el aumento importante de la demanda energética en Chile, la que ha mostrado un constante aumento durante los últimos 30 años, según lo señalado en el portal del CDEC-SIC para el período 1985 al 2013. Esta demanda ha aumentado de 9.075 a 47.777 GWh en dicho lapso, producto del mismo desarrollo del país. Sin embargo, para suplir esta demanda se han empleado en manera importante los combustibles fósiles, los que pasaron de representar un 37% en 1980 a un 61% en 2011, mientras que la energía hidráulica pasó de 62% a un 33% y las energías renovables no convencionales (ERNC) de un 1% a un 6%, según datos de la Agencia Internacional de Energía. Chile debe aprovechar su potencial hidroeléctrico, mediante la tecnología de pequeñas centrales, para consolidar la matriz eléctrica futura, y así ser capaz de producir energía de manera independiente, confiable y ambientalmente limpia, con baja emisión de gases de efecto invernadero y con costos inferiores y más estables que los actuales, de tal forma que la energía no sea una limitante en el desarrollo del país.

1.2. OBJETIVOS

Objetivos Generales

El objetivo general de este trabajo de título es realizar un estudio de factibilidad de una Mini Central Hidroeléctrica, ubicada en el Río Chirre, ubicado en la Región de los Ríos, sobre la base de criterios de diseño empleados en las centrales de pasada proyectadas y construidas en los últimos años.

Objetivos Específicos

- Recopilación de antecedentes de buenas prácticas en proyectos hidroeléctricos recientes, nacionales e internacionales, para elaborar una base de diseño actualizada, y una revisión de las guías del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA), para establecer una metodología apropiada para la presentación de antecedentes de requerimientos al SEIA, con el fin de acelerar y transparentar el proceso de evaluación ambiental.
- Diseño de la Central, enfocado principalmente en los aspectos hidráulicos de sus obras civiles.
- Realizar una evaluación económica del proyecto, que permita concluir la factibilidad técnica y económica de la mini central.

1.3. METODOLOGIA

Buenas Prácticas y Requerimientos del SEIA

Esta etapa se centra principalmente en un estudio de herramientas de diseño, en particular software tales como HEC-RAS que sirve para la modelación del eje hidráulico del río, AUTOCAD CIVIL 3D herramienta que se emplea para construir computacionalmente el trazado y cubicación del proyecto, WMS (Watershed Modeling System) el cual delimita y entrega datos físicos de la cuenca en estudio, ReTscreen que sirve para determinar el potencial hidrológico, IMP (Integrate method for power analysis) para tener información de cuencas sin información fluviométrica, Bentley HAMMER para cálculos de golpe de ariete en tuberías, etc. También el estudio de las mejores prácticas de diseño en que se distingan los distintos tipos de bocatoma, canales, turbinas, tipos de materiales para la tubería en presión, acero, HDPE, PRFV, etc., y analizar sus ventajas y desventajas. En lo posible se contactará a profesionales expertos en la materia, que puedan aportar con su experiencia respecto a las últimas tecnologías empleadas en el diseño de mini centrales. También se abarcará el plano ambiental, en que se realizará una revisión de las guías para presentación de antecedentes de proyectos hidroeléctricos de este tipo, como también consultas a encargados del SEIA, con el fin de tener una metodología apropiada que acelere y transparente el proceso de evaluación ambiental.

Diseño de la Mini Central

El diseño de la central en su primera etapa considerará una recopilación de antecedentes cartográficos y topográficos como la plancheta IGM de la ubicación del proyecto, planos satelitales (SRTM, ASTER), levantamiento topográfico de la zona del proyecto y una topobatimetría (perfiles transversales del río en la zona de captación y restitución), estos últimos están a cargo del propietario de los derechos de agua. Luego se recopilarán antecedentes hidrométricos en la zona de ubicación del proyecto, como los registros de estaciones pluviométricas y fluviométricas de la Dirección General de Aguas (DGA) en estaciones cercanas y relevantes a la zona del proyecto. Conjuntamente con lo anterior se recopilarán estadísticas de caudales proporcionada por el propietario de los derechos de agua con los que cuenta la central. También se considerarán documentos como el Balance Hídrico de Chile y Precipitaciones Máximas en 1, 2 y 3 días, ambos documentos realizados por la DGA.

En base a lo anterior se elaborará un estudio hidrológico, en que se determinarán los caudales medios mensuales y los caudales de crecidas, lo que permitirá, mediante matrices de generación preliminares, estimar un caudal de diseño apropiado para diseñar la central. Determinado el caudal óptimo, se procederá con el diseño hidráulico de las obras civiles, y posteriormente se elaborarán planos esquemáticos con las respectivas formas hidráulicas.

Estimación de la Inversión y Rentabilidad de la Operación de la Mini Central

Para la realización de este punto inicialmente se recopilarán antecedentes económicos como precios unitarios, costos de la energía, costos de los equipos electro mecánicos e hidromecánicos, costo de la línea de transmisión, peajes eléctricos, etc. Luego se realizará una estimación de los movimientos de tierra asociados a la construcción, una cubicación de las obras civiles a partir de los planos de formas hidráulicas y estimaciones simplificadas para el camino de acceso y línea de transmisión y en general de todas las obras anexas necesarias.

A partir de lo anterior, hará una evaluación económica preliminar del proyecto, que permitirá finalmente disponer de una opinión fundada respecto de la factibilidad de la central.

1.4. ORGANIZACIÓN DEL INFORME

El informe está organizado de la siguiente manera:

- En este capítulo 1 se presenta una breve introducción y síntesis metodológica del estudio.
- En el capítulo 2 se presenta una discusión bibliográfica en que se abarca la historia de la generación hidroeléctrica, una mirada somera a los componentes básicos de una central hidroeléctrica, herramientas de diseño, metodologías para la evaluación económica e impactos ambientales asociados a este tipo de proyectos.

- En el capítulo 3 se describen de manera más detallada los componentes y obras civiles básicas de las minicentrales hidroeléctricas.
- El capítulo 4 consta de una revisión de herramientas computacionales útiles para el diseño y evaluación de una minicentral hidroeléctrica.
- En el capítulo 5 se presentan antecedentes del área del proyecto, como su localización, clima, precipitaciones, morfología y geología de la zona.
- En el capítulo 6 contiene la hidrología para la zona de captación, que incluye las características de la cuenca, pluviometría de la zona, el cálculo de la escorrentía en la cuenca del río Chirre, las curvas de variación estacional y la determinación de los caudales máximos de crecida.
- En el capítulo 7 se presenta el diseño de los componentes de la central como la barrera, escalera de peces, canal de aducción, cámara de carga, tubería forzada y casa de máquinas.
- El capítulo 8 se presenta la evaluación económica de la central, se incluye el presupuesto de las obras, y los resultados del análisis económico considerando también un análisis de sensibilidad.
- En el capítulo 9 se presentan las conclusiones y recomendaciones de la factibilidad de la minicentral, en base al diseño y evaluación económica.
- El capítulo 10 contiene todas las referencias bibliográficas empleadas en la elaboración de esta memoria.

2. DISCUSIÓN BIBLIOGRAFICA

Historia del Desarrollo Hidroeléctrico

La energía hidráulica se ha empleado desde al menos hace unos dos mil años. Los griegos y los romanos ya la utilizaban mediante ruedas hidráulicas para la molienda de harina. En Francia, cerca de Arles, en el siglo II d.C., se construyó la primera fábrica mecanizada, que consistía en un molino Barbegal de unos 16 kW que es considerada como la mayor fuerza motriz del mundo antiguo, capaz de moler unas 4.5 ton de harina al día (Leyland 2014). En el siglo XVIII la energía hidráulica mecánica se seguía empleando principalmente en molienda pero también en bombeos. Las tecnologías empleadas en ese entonces alcanzaban una eficiencia del 70% (Paish 2002), pero siempre continuó en desarrollo. Fue así como al ir mejorando las capacidades en ingeniería y la necesidad de contar con dispositivos más pequeños con mayores velocidades para generar electricidad, guiaron al desarrollo de las turbinas hidroeléctricas modernas. La primera turbina fue diseñada en el año 1820 por Benoît Fourneyron, a la cual llamó como el motor hidráulico (Paish 2002). En el año 1870 en Cragside, Inglaterra, se instaló la primera planta hidroeléctrica, pero fue en el año 1882 en Wisconsin, EE.UU., donde se acopló un generador eléctrico a la turbina, que se tuvo la primera planta hidroeléctrica con una capacidad de 12,5 kW (Kumar 2011). En 1895 la tecnología dio un gran salto cuando se construyó una central hidroeléctrica de 37 MW en las cataratas del Niágara. La primera mitad del siglo XX fue la edad de oro para las hidroeléctricas, antes que el petróleo fuera la mayor fuerza de provisión de energía. La capacidad hidroeléctrica siguió en aumento y hoy en día corresponde al 20% de la energía eléctrica mundial (Leyland2014). La central hidroeléctrica más grande en el mundo corresponde a "Las Tres Gargantas" en China, con una potencia instalada de 22.500 MW.

Respecto a la clasificación de una mini central hidroeléctrica, actualmente aún no existe un consenso. Países como Portugal, España, Bélgica y Grecia entre otros, aceptan 10 MW como límite en capacidad instalada para clasificarlas, mientras que en Italia el límite corresponde a 3 MW y Suecia a 1,5 MW. Sobre eso las plantas deben vender su energía a precios más bajos. En contraste Francia e Inglaterra establecen este límite en 12 MW y 20 MW respectivamente (Demirbas 2010). En Chile en tanto de acuerdo a lo definido en la Ley 20.257, una central hidroeléctrica es considerada renovable no convencional en caso de que su potencia sea menor a 20 MW, y estas se denominan como mini o pequeñas centrales hidráulicas según el Centro de Energías Renovables (CER 2011).

Principios de la Energía Hidroeléctrica

En una planta hidroeléctrica la energía que tiene el agua como un fluido hidráulico es convertida en energía mecánica mediante una turbina hidráulica. Existen 2 tipos de turbina hidráulicas: las turbinas de impulso y las de reacción. La selección del tipo de turbina depende tanto de la altura como del caudal. La potencia disponible es proporcional a la multiplicación de la altura de presión por el caudal. La fórmula general para la potencia de cualquier sistema hidráulico es:

$$P=\eta\rho gQH$$

donde P es la potencia mecánica producida en la turbina (Watts), η es la eficiencia hidráulica de la turbina, ρ es la densidad del agua (kg/m^3), g es la aceleración de gravedad (m/s^2), Q es el caudal que pasa por la turbina (m^3/s) y H es la altura neta a través de la turbina (m) (Sharma, 2013). Turbinas de calidad tienen eficiencias de entre un 80% a valores mayores del 90%, sin embargo, baja de acuerdo al tamaño. En microcentrales los sistemas tienen un rango de entre 60 a 80% de eficiencia (Paish 2002).

La altura neta corresponde a la diferencia entre la altura bruta (altura entre el nivel de la cámara de carga y el nivel de la descarga) y las pérdidas debido a la fricción y pérdidas singulares en la tubería en presión (Kilama 2013).

Componentes Básicos de una Minicentral Hidroeléctrica

En una típica configuración de una minicentral hidroeléctrica, el agua se capta en el río mediante una bocatoma. Esta bocatoma consiste en una barrera fija vertedora que atraviesa de extremo a extremo el río, la cual regula el flujo de entrada de agua en la obra de toma, que corresponde a la obra diseñada a captar el caudal de diseño (y menores) de la central. Luego el agua se conduce a un desarenador en el cual baja su velocidad suficientemente para remover las partículas que decantan. Luego el agua es conducida por un canal de aducción hasta una cámara de carga, la cual cuenta con rejas para evitar que pasen escombros que puedan dañar las turbinas. Finalmente una tubería en presión capta las aguas de la cámara de carga y las conduce a las turbinas ubicadas en la casa de máquinas. Es necesaria una compuerta plana en el inicio de la tubería que pueda cerrarse para cuando sea necesario vaciar la turbina. Cuando la central deja de funcionar, el exceso de caudal se elimina mediante un vertedero ubicado, generalmente, en la cámara de carga el cual devuelve las aguas al río (Ortíz 2001).

Herramientas de Diseño

Hoy en día existen diversos software computacionales para la evaluación de un proyecto de una minicentral hidroeléctrica. Programas convencionales como, RETScreen, que asesora en la determinación del potencial hidroeléctrico mediante la curva duración de caudales o con los caudales medios anuales; HydrA, el cual permite estimar de manera rápida el potencial hidroeléctrico en cualquier lugar; IMP, combina la información meteorológica con la topográfica y permite estimar la potencia como también las crecidas. También existen diversos programas GIS (sistema de información geográfica) en que se utiliza información satelital (DEM) que permiten obtener las características hidrológicas y morfométricas de la cuenca de un río.

Evaluación Económica

Existen métodos empleados en la evaluación del proyecto de una minicentral hidroeléctrica, en que se muestran opciones reales para la determinación de la inversión óptima en casos en que no se está muy seguro del precio de la energía. Esta decisión se basa en dos pasos. Primero, el inversionista debe encontrar el valor del proyecto una vez construido, y segundo, debe estimar el costo de la inversión. Estas dos funciones se combinan para encontrar una función del tamaño óptimo de la central como una función a largo plazo del precio de la energía riesgoso) (Bøckman 2008).

Anagnostopoulos (2007) presentó un método numérico para optimizar el tamaño de una minicentral hidroeléctrica, comparando dos turbinas hidráulicas en paralelo. El resultado arrojó que el uso de turbinas de distintos tamaños puede mejorar tanto la generación de energía como el resultado económico de la inversión.

Por otro lado Mishra (2011) estudió y correlacionó distintos tipos de modelos desarrollados para la evaluación del costo de proyectos de minicentrales hidroeléctricas. También cubrió los beneficios del mecanismo de desarrollo de proyectos limpios y la TIR para la viabilidad de los proyectos y estudió distintos tipos de técnicas de optimización para minimizar el costo de instalación de este tipo de centrales.

Santolin (2011) también estableció un método para estimar el tamaño de una minicentral en la base de un análisis técnico-económico de la curva de duración de caudales. Considera 7 tipos de parámetros: tipo de turbina, dimensiones de turbina, producción de energía anual, la máxima altura de instalación para evitar cavitación, el costo de grupo generador, el VAN, y el TIR.

Impacto Ambiental

Con respecto a los impactos ambientales generados por la construcción y operación de una mini central hidroeléctrica, Ordoñez (2011) elaboró un instrumento de apoyo tanto al sistema de evaluación de impacto ambiental como a las empresas proyectistas, para la identificación de los impactos ambientales y proposición de medidas de mitigación en la implementación de las pequeñas centrales hidroeléctricas, para acelerar y transparentar el proceso de evaluación. Tello (2011) elaboró una guía de apoyo para desarrolladores de proyectos mini hidroeléctricos, en que establece los pasos a seguir para una correcta presentación al sistema de evaluación de impacto ambiental.

Zelenakova, Zvijakova, y Purcz (2013) propusieron una metodología para determinar la tasa de riesgo de una minicentral hidroeléctrica. Este riesgo considera 16 variables como, el largo del tramo del río intervenido, la cantidad de afluentes tributarios al río aguas abajo, la estimación del período de construcción, entre otros. La ventaja principal de esta metodología es darle al inversionista una base más racional a la hora de tomar decisiones.

Todo lo anterior es de gran utilidad para un diseño integral de la minicentral hidroeléctrica de esta memoria.

3. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y COMPONENTES DE UNA MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA.

A continuación se describen las obras civiles más comunes que forman parte de una minicentral hidroeléctrica.

3.1. OBRAS DE CAPTACIÓN

Las obras de captación corresponden al conjunto de estructuras que por derivación a filo de agua, es decir, que captan el recurso del afluente sin almacenamiento, aprovechando el caudal que hay en el momento dado.

Esta obra es la de mayor importancia de un sistema de aducción a una minicentral hidroeléctrica, a partir de ella se tomarán decisiones respecto a la disposición de los demás componentes de la obra. Los diferentes tipos de obras de toma han sido desarrollados sobre la base de estudios en modelos hidráulicos, principalmente en aquellos aplicados a cursos de agua con gran transporte de sedimentos.

Entre las condiciones que cumplen las obras de captación se encuentran las siguientes: deben captar un caudal, en lo posible, constante, independiente del caudal que venga por el río. Deben impedir imperiosamente la entrada de material sólido, flotante o en suspensión a la conducción, evitando que estos sigan por el cauce. Deben disponer de una estructura de retención que garantice una cota de nivel de operación.

3.2. ESCALERA DE PECES

La escalera de peces es una estructura ubicada sobre o alrededor de barreras naturales o artificiales, que ayudan a la migración de los peces diádromos, los cuales emigran entre las aguas dulces y el mar para reproducirse. Estas estructuras permiten a los peces a nadar y saltar hacia aguas arriba en series de escalones desde el nivel de aguas abajo hacia aguas arriba de la barrera. La velocidad del agua sobre estos escalones debe ser suficiente para atraer al pez a la escalera, pero no debe tan grande al punto que los peces se extenúen y no puedan completar el paso por ella.

Dentro de los tipos de escaleras de peces, los más frecuentemente empleados, se encuentran; las escalas de ralentizadores (tipo Denil), las escalas de depósitos sucesivos y las escalas hendidura vertical.

3.2.1 Escalas de ralentizadores (Denil)

Las escalas de ralentizadores consisten en un canal rectilíneo en pendiente, dividido por una serie de separadores (deflectores o ralentizadores) colocados próximos unos a otros. Estos ralentizadores crean unas contracorrientes con velocidades opuestas al flujo principal, que aumentan la disipación de energía a la vez que “impulsan” a los peces en su viaje de remonte.

Distintas variaciones de este tipo de escala son:

- Escalas de ralentizadores planos, tipo “Denil” y sus variantes, como los ralentizadores tipo “Fatou”.
- Escalas con ralentizadores más complejos, tipo “Alaska”.
- Escalas de ralentizadores de fondo.

El flujo asociado a estas escalas es altamente turbulento, lo que reduce la sedimentación en el interior de la escala y proporciona una gran capacidad de atracción a los peces. Por el contrario, el mal funcionamiento debido a la colmatación por cuerpos flotantes es un problema comúnmente asociado a este tipo de escala. Las pendientes en este tipo de escalera varían entre un 10 a un 15%.

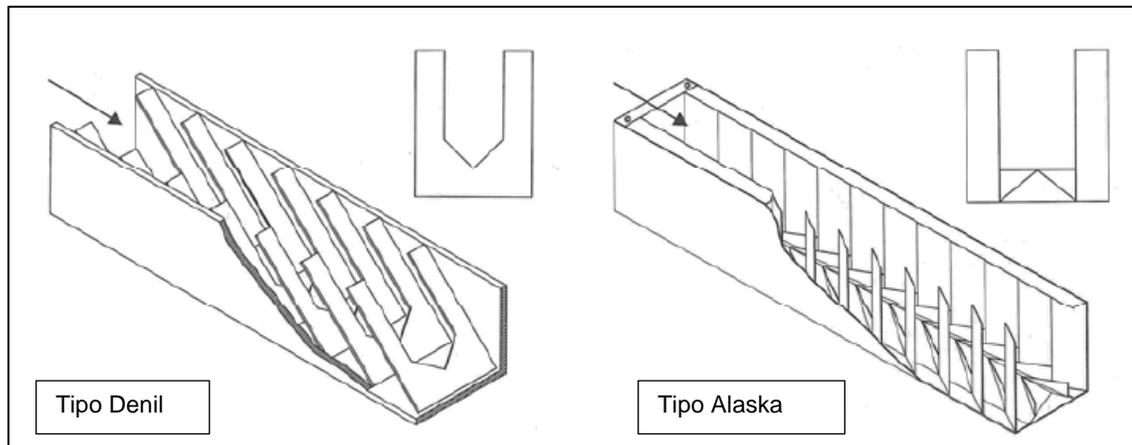


Figura 3.1. Escalas de ralentizadores [19].

3.2.2 Escalas de depósitos sucesivos

Las escalas de depósitos sucesivos son los dispositivos con más amplia difusión en el mundo. Consisten, de forma general, en un canal en pendiente dividido por tabiques transversales de diferentes diseños que conforman una serie de depósitos o piscinas sucesivas.

Las escalas de depósitos sucesivos son susceptibles de adaptarse con relativa facilidad a las obras hidráulicas ya existentes. Esta característica, junto con la posibilidad de soportar cambios de dirección (incluso giros bruscos de 180°), las convierte en una de las mejores soluciones al franqueo de obstáculos. Por otro lado, es un paso mucho menos selectivo que las escalas de ralentizadores, es decir, ofrece mejores condiciones cuando existen varias especies migratorias en el curso fluvial. Las pendientes medias utilizadas en este tipo de dispositivo oscilan alrededor del 10%.

Dependiendo de las características de los tabiques divisores de los depósitos, las escalas de depósitos sucesivos se pueden clasificar en:

- Tabiques vertientes: la corriente de agua desborda por encima de los tabiques, que en su diseño más simple no tienen ningún tipo de orificios ni hendiduras.
- Tabiques con hendiduras: similar al anterior, pero con hendiduras o vertederos (laterales o superiores).

- Tabiques vertientes con orificios sumergidos: el paso de los peces se realiza tanto por una cota superior, al nivel del vertido del tabique, como por los orificios sumergidos.
- Tabiques con hendiduras asociadas a orificios sumergidos: es un diseño mixto entre los dos anteriores. En general, la hendidura y el orificio están situados sobre una diagonal del tabique, siendo la orientación en el tabique siguiente conforme a la otra diagonal.

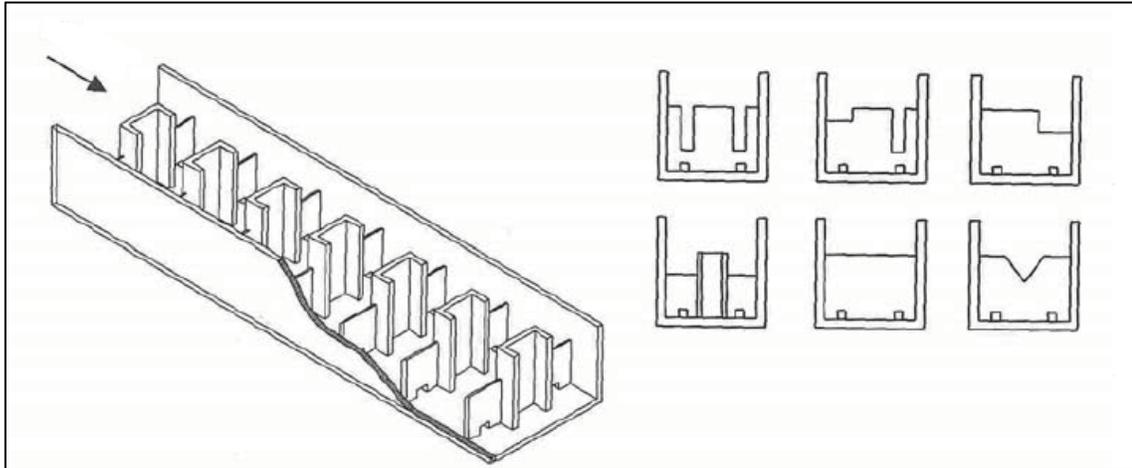


Figura 3.2. Escala de depósitos sucesivos y configuraciones de los tabiques [19].

3.2.3 Escalas de hendidura vertical

Este tipo de escalas consisten en un canal rectangular en pendiente, dividido en un cierto número de depósitos mediante tabiques transversales, que poseen una hendidura vertical a lo largo de toda su altura. Corresponde a un tipo especial de escala de depósitos sucesivos. El agua discurre a través de la hendidura de una piscina hacia la siguiente hasta alcanzar el río, aguas abajo del obstáculo. La diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo se divide, así, en un cierto número de pequeños saltos.

Las escalas de hendidura vertical son frecuentemente usadas para obstáculos de poca altura y en obstrucciones naturales donde los caudales son incontrolables o sufren grandes variaciones. Una de las grandes ventajas de las escalas de hendidura vertical es su adaptabilidad a las variaciones de nivel, permaneciendo estable su funcionamiento hidráulico. Otras características es que proporcionan zonas de descanso a los peces en su ascenso, y permite que elijan la profundidad de natación según las condiciones de luz, turbidez, etc., y facilitan un camino de ascenso más fácil por el dispositivo.

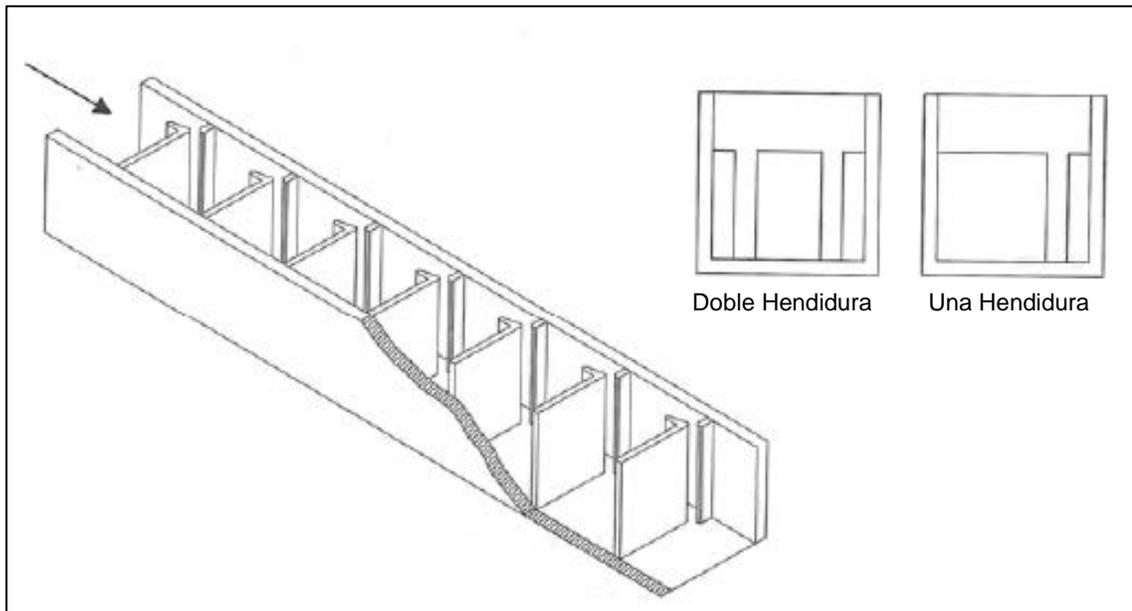


Figura 3.3. Escalas de hendidura vertical y configuraciones de los tabiques [19].

En la zona donde se encuentra ubicada la central, los peces que se quieren proteger corresponden a la familia de los salmónidos.

3.3. DESARENADOR

Esta obra hidráulica sirve para sedimentar las partículas de material sólido suspendido en el agua, en el interior de la conducción. Este material se encuentra en suspensión debido a que la velocidad de entrada en la bocatoma es elevada y suficiente para arrastrar partículas sólidas, sobretodo en época de crecidas.

El desarenador resulta fundamental para evitar el embancamiento del canal, el cual reduce la sección de conducción del canal. Esto conlleva a realizar limpiezas más frecuentes aumentando los costos por mantenimiento. Por otro lado, una mayor cantidad de partículas desgastan más rápidamente la tubería y las turbinas, disminuyendo de manera considerable su vida útil.

A continuación se describen los tipos de desarenadores más comúnmente empleados en proyectos de minicentrales hidroeléctricas.

3.3.1 Desarenador Longitudinal

Su funcionamiento se basa en la reducción de la velocidad del agua y de la turbulencia, permitiendo así que el material sólido transportado en suspensión se deposite en el fondo, de donde es retirado periódicamente. Para conseguirlo la sección se ensancha y el fondo se sumerge para finalmente volver a la misma sección del inicio.

Normalmente se construyen dos estructuras paralelas, para permitir la limpieza de una de las estructuras mientras la otra está operando [12].

3.3.2 Desarenador de vórtice

Este tipo de desarenador utiliza un flujo de vórtice. Un flujo a alta velocidad es introducido tangencialmente a una cubeta cilíndrica, la cual tiene un orificio en el centro del fondo, el cual remueve el flujo con alto contenido de sólidos. Esto sumado a una entrada de flujo tangencial causa condiciones de vórtices combinados con vórtices libres que se forman cerca del orificio y condiciones de vórtices forzados formados en la región exterior de la periferia. El flujo en vórtice causa un gradiente de concentración de sedimentos a través del vórtice y un flujo en difusión proporcional pero opuesto al flujo centrífugo. El flujo secundario resultante por este fenómeno produce que las capas de fluido cercanas al fondo se muevan hacia el orificio de salida en el centro. Las partículas de sedimento presentes en el flujo se mueven a través de una ruta helicoidal hacia el orificio, obteniendo una longitud de sedimentación mayor a las dimensiones de la cubeta desarenadora. El sedimento que alcanza el centro puede expulsarse por el canal o tubería de limpieza del desarenador. En comparación al tipo de sedimentador longitudinal, el de vórtice tiene la ventaja de tener menores dimensiones y menor caudal de descarga, obteniendo mejores eficiencias en la remoción de sedimentos [12].

3.4. OBRAS DE CONDUCCIÓN

Las obras de conducción transportan las aguas desde la obra de toma hasta la cámara de carga. En su trazado se presentan diversos accidentes topográficos, los cuales son sorteados mediante obras especiales como viaductos, sifones, rellenos y túneles, entre otros.

3.4.1 Canal de Aducción

Puede ser construido simplemente excavando una zanja si es que el terreno es apto para ello o, si el terreno es inestable o permeable, usando un conjunto de coberturas. Los canales pueden ser cubiertos con HDPE, pastelones de hormigón o mampostería. Si existen riesgos de animales que tomen agua del canal o de que caigan rocas el HDPE es una excelente cobertura. La zanja puede consistir también con una loza de hormigón y los taludes rellenos con hormigón proyectado (shotcrete). Puede ser también de sección rectangular construida con hormigón armado. Como alternativa puede estar a cielo abierto o cerrado, si se quiere proteger de animales y escombros, manteniéndose el caudal a presión atmosférica. Esta conducción se acompaña de paso de aguas lluvias con los que se evita que el caudal aumente por efecto de éstas. Generalmente estos pasos de aguas lluvias se construyen por encima de las obras del canal.

El primer paso en el diseño de un canal es determinar las dimensiones para conducir el caudal de diseño. Este caudal de diseño debe ser siempre mayor al esperado en las turbinas para proveer de un margen en el caso que las turbinas utilicen más agua que la esperada, o si en el futuro, son actualizadas para una mayor capacidad de flujo.

El trazado del canal se realiza en función de conseguir una mayor eficiencia y seguridad de las obras, minimizando su costo, manteniendo una pendiente longitudinal menor a la del río, variando solo en ciertos puntos. La pendiente del canal se establece con un criterio técnico-económico estudiando varias alternativas. El criterio técnico se refiere a

los posibles puntos de captación del caudal, el cual disminuye a medida que se capta más aguas arriba (disminución en el tamaño de la cuenca), mientras que el económico lo establece la longitud del canal en base a la pendiente natural del río. Una pendiente fuerte del río tiene como efecto un canal de aducción más corto, y en consecuencia menor costo, que para uno de pendiente suave.

La sección óptima de un canal es aquella que minimiza el perímetro mojado, la sección más utilizada es la de forma trapecial. La relación base:altura usualmente va de 1:2. Es importante considerar que el suelo debe estar compactado y debe evitarse fundarlos sobre arcillas expansivas.

Respecto a las nuevas tecnologías de revestimientos de canales se encuentran:

A. Geoweb

Son estructuras tridimensionales diseñadas para confinamiento de materiales. Están fabricadas con tiras de HDPE de aproximadamente 1.2 mm de espesor de diferentes anchos y soldadas ultrasónicamente a espacios predeterminados. Al ser extendidas forman un sistema de celdas individuales que en aspecto aparecen en forma de panel.

Se pueden colocar materiales usados para revestimientos de canales como el concreto, mortero, material pétreo e incluso vegetación, brindando un sistema flexible y durable. La instalación del Sistema Geoweb es 100% manual, no requiere emplear equipos compresores ni engrampadoras neumáticas para su colocación.



Figura 3.4. Construcción de canal de aducción y dissipador de energía con Geoweb.

B. Manta de Hormigón

La Manta de Hormigón consiste en un tejido flexible, impregnado con cemento que endurece cuando se hidrata, formando una delgada y dura capa de hormigón impermeable y resistente al fuego. Consiste en una matriz de fibras tridimensionales, con un hormigón seco específicamente diseñado en su interior. La cara trasera, de PVC, garantiza la impermeabilidad de la manta. Por otro lado las fibras hidrofílicas de la cara superior permiten la hidratación del cemento.

Cuando se le añade agua, el material se mantiene trabajable durante 2 horas. A continuación, fragua muy rápidamente. Se hidrata tanto mediante riego, como por inmersión y una vez que el hormigón ha fraguado, las fibras sirven de armadura evitando la propagación de las fisuras y haciéndolo trabajar a material en modo plástico.

La mayor ventaja de esta tecnología es que se puede intervenir un canal en cualquier época del año incluso en meses de mayor riego, pues el producto necesita infiltración o inmersión para fraguar.



Figura 3.5. Instalación manta de hormigón y muestra del resultado [23].

3.4.2 Túneles

Los túneles se construyen cuando representan una solución más económica y/o más estable que un canal abierto principalmente cuando el volumen de excavación de la plataforma para construir el canal resulta demasiado grande. Esto se presenta cuando la pendiente transversal del terreno es muy pronunciada (superior al 45%). Otro caso es cuando se quiere atravesar una cumbre de un lugar a otro, es menos costoso que construir un canal en el contorno del cerro. El túnel también es una buena alternativa cuando el terreno no es estable.

El túnel de aducción de una Minicentral trabaja a presión atmosférica, simulando un canal abierto. Este debe mantener la pendiente del canal y considerar un trazado que permita la longitud menor, teniendo en cuenta las condiciones topográficas, geológicas y geomorfológicas del terreno. Tanto la forma de su sección como el revestimiento, debe ser tal que permita la circulación del caudal máximo y resista la presión producto de la altura de escurrimiento. Dentro de las formas más comunes se encuentran la forma circular, la cual garantiza el área óptima pero presenta dificultades en su construcción, la de herradura y la de baúl, la cual es la más sencilla de construir.

3.4.3 Acueductos y Sifones

Los acueductos son puentes que permiten conducir a través de ellos el caudal en depresiones. Para ello también puede utilizarse rellenos compactados o sifones. El sifón corresponde a una conducción en presión, a través de una tubería por una depresión hasta el lugar donde se encuentra la pendiente inicial del canal.

3.5. CÁMARA DE CARGA

La cámara de carga es básicamente un estanque al final del canal de aducción donde la tubería forzada capta las aguas. El objetivo principal de la cámara de carga es reducir la entrada de aire al interior de la tubería forzada, el cual puede generar cavitación (explosión de las burbujas de aire bajo alta presión), tanto en la tubería, como en la turbina (Masters 2004).

También es necesario determinar el nivel de agua en la cámara de carga ya que incide directamente en la altura de caída operacional de la minicentral.

Debido a la baja de velocidad de flujo que produce en la cámara de carga, puede causar la sedimentación de partículas, que se acumulan en el fondo, por ello, se requiere de un canal de lavado, para la extracción de estos sedimentos. También se requiere la instalación de una reja fina que filtren los sedimentos pequeños, antes que estos ingresen a la tubería forzada. Entre la reja y la tubería se instala una compuerta de servicio, la cual permite realizar inspecciones y reparaciones en la tubería forzada sin tener que vaciar el agua en la obra de conducción y la cámara de carga, y viceversa.

La cámara de carga cumple también con otras funciones, como por ejemplo, dispone de un volumen que le permite amortiguar el golpe de ariete, generado por paradas bruscas de la central, como también desalojar el exceso de agua en las horas que el caudal turbinado es menor al caudal de diseño. Estos excesos se desalojan a través de un vertedero ubicado, comúnmente, en una de las paredes laterales de la cámara de carga, el cual, mediante una obra de seguridad, es devuelto al río.

3.6. OBRA DE SEGURIDAD

La obra de seguridad capta las aguas en exceso, mediante el vertedero ubicado en la cámara de carga y las conduce de vuelta al río. Generalmente está compuesta por las siguientes estructuras, un canal colector, un canal evacuador de crecidas y un dissipador de energía.

3.6.1 Canal Colector

Esta estructura recibe los excedentes evacuados a través del vertedero de la cámara de carga. El caudal a lo largo de él es variable, debido al aporte lateral.

3.6.2 Canal evacuador de crecidas

También conocido como rápido de descarga, es un canal de pendiente fuerte donde se tiene un escurrimiento supercrítico, a altas velocidades.

3.6.3 Dissipador de energía

Los dissipadores de energía se utilizan para disipar el exceso de energía cinética del flujo de agua, proveniente de la gran velocidad del flujo que viene por el rápido de descarga. Son de suma importancia para evitar daños por fuera de la estructura o en el canal aguas abajo de la misma.

A. Cubeta Tipo USBR I

El resalto hidráulico se provoca en un piso horizontal sin bloques, ni dientes en el umbral extremo. Frecuentemente no resulta un cuenco atractivo, debido a su excesiva longitud. Se determinan los elementos y características de los saltos en un rango amplio de números de Froude, con el objeto de orientar al proyectista en seleccionar los cuencos.

B. Cuenco Tipo USBR II

El resalto y la longitud del tanque se reducen alrededor del 33%, está constituido por dientes al principio y final del cuenco. Se utiliza en grandes caídas, en descargas de vertederos o canales, para números de Froude superiores a 4,5.

C. Cuenco Tipo USBR III

El resalto y la longitud del tanque se reducen alrededor del 60%, está constituido por dientes al principio, bloques de impacto y umbral en el extremo inferior del cuenco. Se utiliza para descargas de vertederos y estructuras pequeñas en canales donde la velocidad de entrada al cuenco no exceda de 15 a 18 m/s y el número de Froude sea superior a 4,5.

D. Cuenco Tipo USBR IV

Este tipo de cuenco se usa para números de Froude entre 2,5 y 4,5, frecuentemente se presentan en canales y presas de derivación. Reduce el oleaje excesivo creado por resaltos imperfectos.

E. Disipador de Pantalla

Es del tipo de impacto, se utiliza para velocidades de entrada menores a 15 m/s y números de Froude que no excedan de 9. No se requiere colchón de agua. Las pérdidas de energía son mayores que en un resalto comparable.

F. Trampolín Sumergido

Cuando la profundidad de aguas abajo es demasiado grande para la formación del resalto hidráulico, la disipación de la energía puede conseguirse mediante el uso de este tipo de disipador.

G. Dados Disipadores

Conocido también como un rápido dentado. Se utiliza en canales donde el agua debe bajarse de una elevación a otra. Puesto que las elevaciones del agua al pie del rápido llegan con valores relativamente bajos, no se requiere cuenco amortiguador. El canal puede diseñarse para descargar hasta 5,5 m³/s por metro de ancho y la caída puede ser tan grande como sea estructuralmente factible.

3.7. TUBERIA FORZADA

El objetivo de la tubería forzada es conducir las aguas en presión desde la cámara de carga hasta la casa de máquinas. Las tuberías forzadas pueden instalarse sobre o bajo el terreno dependiendo de la composición de éste, el material utilizado para la construcción de la tubería, la temperatura ambiente y las exigencias medioambientales del entorno, como el paisaje, por ejemplo.

La tubería forzada debe ser preferentemente recta, aunque, debido a las condiciones del terreno, generalmente se presentan curvas en su trazado. Este hecho obliga a ajustarse al perfil topográfico del trazado, con el apoyo de estructuras de concreto que le ayudan a sostenerse (apoyos) y a variar la pendiente (machones).

La tubería forzada está compuesta por los siguientes elementos, todos los cuales permiten el cambio de pendiente o dirección, juntas de unión, juntas de expansión ubicadas entre machones, las cuales asimilan la contracción o dilatación del material por variación de temperatura, bifurcaciones, que permiten dividir el caudal para abastecer a dos o más unidades.

Para el dimensionamiento de la tubería se debe considerar el diámetro, el cual se selecciona mediante un análisis técnico-económico, el que permite establecer el diámetro óptimo que causa las menores pérdidas y menor costo. También se considera el espesor, que se determina de acuerdo a los esfuerzos generados por el golpe de ariete, el peso del agua y el de la tubería. Finalmente debe considerarse el material de la tubería, que permite seleccionar tubería de mayor resistencia a los esfuerzos mecánicos.

El costo de la tubería puede representar gran parte del presupuesto de la central, por lo que su diseño debe optimizarse para reducir los costos de inversión inicial y los de mantenimiento. Una selección adecuada del material y espesor de la tubería puede traer beneficios económicos en la reducción del número de machones y apoyos.

3.7.1 Materiales de tubería

Dentro de los materiales más comúnmente empleados en la construcción de tuberías forzadas se encuentran los siguientes:

A. Acero

Se trata de una solución barata y eficaz, dado que se pueden conseguir tuberías forzadas de cualquier diámetro y espesor. El empleo de acero resistente a la corrosión evitará recubrimientos protectores cuando sea necesario y al mismo tiempo aumentará la resistencia a la rotura y la tenacidad.

Las tuberías forzadas de acero en general se construyen mediante tramos rectos, que van simplemente apoyados sobre pilares coincidiendo con los cambios de dirección. Entre dos anclajes consecutivos se intercala una junta de dilatación.

Las paredes deben resistir tensiones combinadas correspondientes a su trabajo como viga y a su condición de recipiente cilíndrico sometido a presión interna.

El momento flector será el correspondiente al de una viga continua. Las reacciones sobre los apoyos se transmiten por esfuerzo cortante entre la chapa y los anillos de soporte, que se diseñan basándose en el comportamiento elástico de los cilindros de débil espesor. Dichos anillos se sueldan a la chapa mediante soldaduras continuas y se rigidizan mediante diafragmas.

Los bloques de anclaje tienen que resistir la componente longitudinal del peso de la tubería llena de agua más las fuerzas de fricción correspondientes a los movimientos de expansión y contracción. Esto lleva a que se recomiende cimentarlos, en la medida de lo posible, sobre roca.

B. Polietileno

El polietileno de baja y media densidad se aprovecha desde hace años en centrales con baja altura de salto. El polietileno de alta densidad, en cambio, puede utilizarse en saltos de hasta 160 m. Este material es pesado pero muy robusto.

C. PVC

Este material resulta competitivo en alturas de salto que pueden llegar a los 200 m. Resulta más barato que el acero, su manipulación en obra es más sencilla y no requiere ninguna protección contra la corrosión.

Si se someten únicamente a esfuerzos longitudinales pueden soldarse empleando disolventes o también pueden unirse empleando conexiones mecánicas.

Como contrapartida, este material resulta sensible a la radiación ultravioleta, por lo que las tuberías deberán enterrarse o recubrirse con cinta. Además su coeficiente de dilatación y su fragilidad son mayores que en el acero. No son aptas para ser instaladas en terrenos rocosos.

D. Aleaciones de plástico

Su fabricación corresponde a una mezcla de PVC con derivados acrílicos. Se puede utilizar en saltos de hasta 160 m, su espesor es menor que el de las tuberías equivalentes de PVC y sus propiedades mecánicas son similares a las del polietileno de altas prestaciones.

A diferencia del PVC, se comporta dúctilmente bajo carga, por lo que carece de sus problemas de rotura frágil.

E. Refuerzos de fibra de vidrio

Las tuberías reforzadas de fibra de vidrio poseen una elevada resistencia, su peso es un 20% inferior al del acero y sus costos son competitivos.

F. Polietileno de alta densidad

Sólo se suministran para diámetros de hasta 30 cm. Pueden ser instaladas al aire libre y se pueden curvar del orden de cuarenta veces su diámetro (para curvas más

pronunciadas se puede recurrir a elementos prefabricados). Soportan temperaturas menores de cero grados centígrados.

Su densidad menor que la del agua facilita su transporte al permitir arrastrar los tramos de tubería flotando y tirados por un cable.

Las uniones deben ser realizadas mediante soldadura de fusión.

G. Madera

Estas tuberías se construyen con dovelas de madera creosotada y zunchadas con flejes de acero, no necesitan juntas de dilatación ni soporte de anclaje y resisten a la corrosión. Sin embargo, sufren dilataciones y fugas, requieren que el tubo esté siempre lleno de agua y el mantenimiento debe ser frecuente. Para diámetros de tubería de 1,5 m, puede ser instalada en alturas de salto de hasta 120 m.

3.8. CASA DE MÁQUINAS

La casa de máquinas es una estructura civil que tiene la mayor parte del equipo electromecánico, donde se transforma la energía hidráulica del agua en energía mecánica y posteriormente eléctrica. Por ello, su ubicación es muy importante para el buen funcionamiento de la central de ellas sigue teniendo en cuenta las siguientes consideraciones: debe colocarse cercana al afluente al cual se le entregará el agua turbinada, teniendo en cuenta en el canal de desagüe no se depositen sedimentos que disminuyan su sección, prever una posible ampliación, facilidad de accesos, facilidad de que adquirir terrenos. Otro factor importante en la ubicación de la casa de máquinas es la armonía que debe guardar, la disposición de los equipos y el panorama exterior.

El diseño de la casa de máquinas puede normalizarse en función de la posición del eje del grupo turbo-generador, el cual puede ser horizontal o vertical. En proyectos de minicentrales hidroeléctricas el grupo de eje horizontal es el más utilizado ya que ofrece más facilidades para su montaje y mantenimiento. El grupo turbo-generador de eje vertical se ajusta principalmente a potencias mayores de instalación.

En cuanto a las características del grupo de eje horizontal se encuentra que es de fácil inspección ya que todos sus elementos están al mismo nivel, las fundaciones son de mayor extensión superficial, utiliza cojinetes normales y suelen compensar el momento de inercia del grupo turbo-generador con un volante acoplado a su eje.

Los principales componentes de una casa de máquinas se describen a continuación.

3.8.1 Válvula de Protección

Este componente se encuentra ubicado entre la tubería forzada y la turbina, permitiendo el paso o cierre total de flujo, no se utiliza para la regulación de caudal.

3.8.2 Turbina

La turbina realiza la transformación de energía hidráulica en energía mecánica. Debido a las variaciones en la demanda eléctrica, la potencia en el eje de la turbina también

debe variar, de forma que se mantenga la frecuencia constante. Para ello la turbina consta de un regulador de velocidad el cual permite ajustar el caudal acorde a la demanda eléctrica.

Las turbinas tienen la siguiente clasificación de acuerdo al cambio de presión del rodete o al grado de reacción. La primera corresponde a las turbinas de acción, en las que el fluido de trabajo no sufre un cambio de presión importante en su paso a través de rodete. La segunda corresponde a las turbinas de reacción, en las que el fluido de trabajo sí sufre un cambio de presión importante en su paso a través de rodete.

Dentro de las turbinas más importantes se encuentran las siguientes:

A. Turbina Kaplan

Son turbinas axiales de reacción, que tienen la particularidad de poder variar el ángulo de sus palas durante su funcionamiento. Están diseñadas para trabajar con saltos de agua pequeños y con grandes caudales.

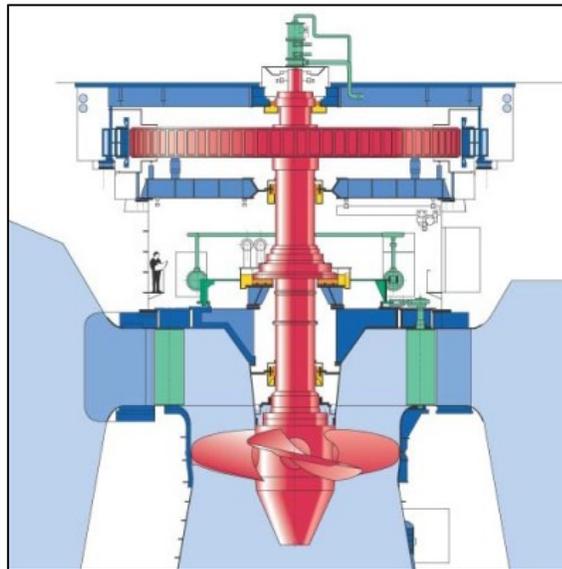


Figura 3.6. Turbina Kaplan [24].

B. Turbina Pelton

Son turbinas de acción de flujo transversal, y de admisión parcial. Directamente de la evolución de los antiguos molinos de agua, y en vez de contar con álabes o palas se dice que tiene cucharas. Están diseñadas para trabajar con saltos de agua muy grandes, pero con caudales pequeños.

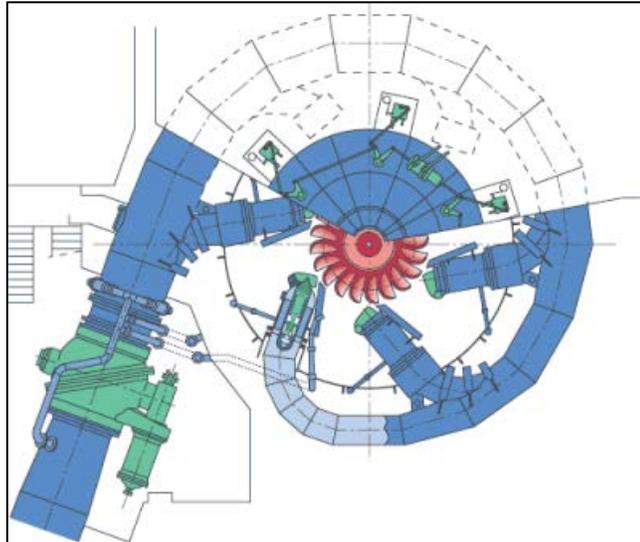


Figura 3.7. Turbina Pelton [24].

C. Turbina Francis

Son turbinas de flujo mixto y de reacción. Existen algunos diseños complejos que son capaces de variar el ángulo de sus álabes durante su funcionamiento. Están diseñadas para trabajar con saltos de agua medios y caudal medios.

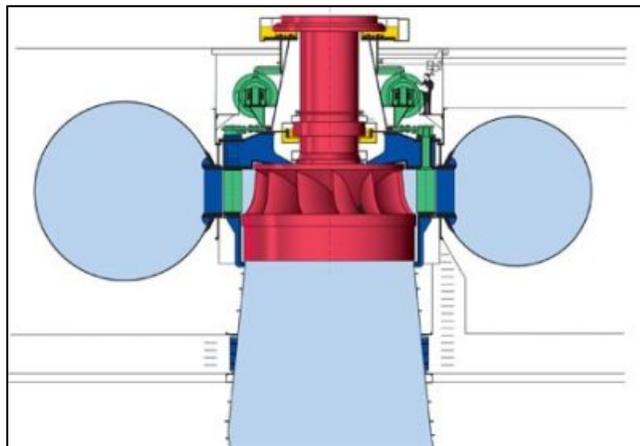


Figura 3.8. Turbina Francis [24].

D. Turbina Ossberger / Banki / Michell (Flujo cruzado)

La turbina OSSBERGER es una turbina de libre desviación, de admisión radial y parcial. Debido a su número específico de revoluciones cuenta entre las turbinas de régimen lento. El distribuidor imprime al chorro de agua una sección rectangular, y éste circula por la corona de paletas del rodete en forma de cilindro, primero desde fuera hacia dentro y, a continuación, después de haber pasado por el interior del rodete, desde dentro hacia fuera.

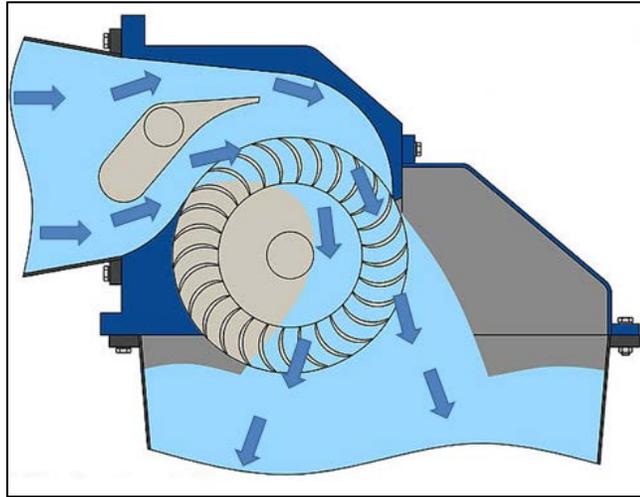


Figura 3.9. Turbina Ossberger [24].

E. Turbina Turgo

Es una turbina hidráulica de impulso diseñada para saltos de desnivel medio. Se trata de una modificación de la rueda Pelton. Para la misma potencia, el rodete Turgo tiene la mitad del diámetro que el de un rodete Pelton y dobla la velocidad específica.

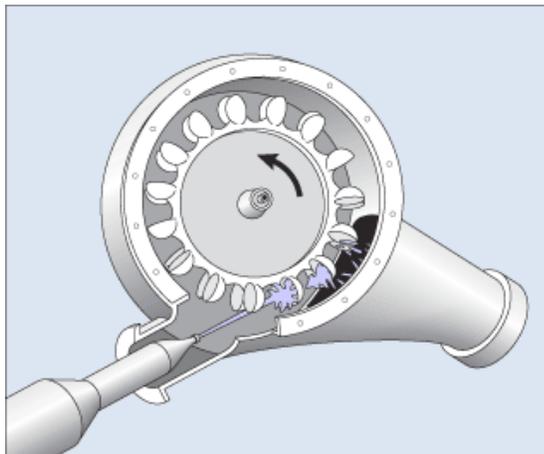


Figura 3.10. Turbina Turgo [25]

El rango de aplicación de estas turbinas se muestra en la Figura 3.11.

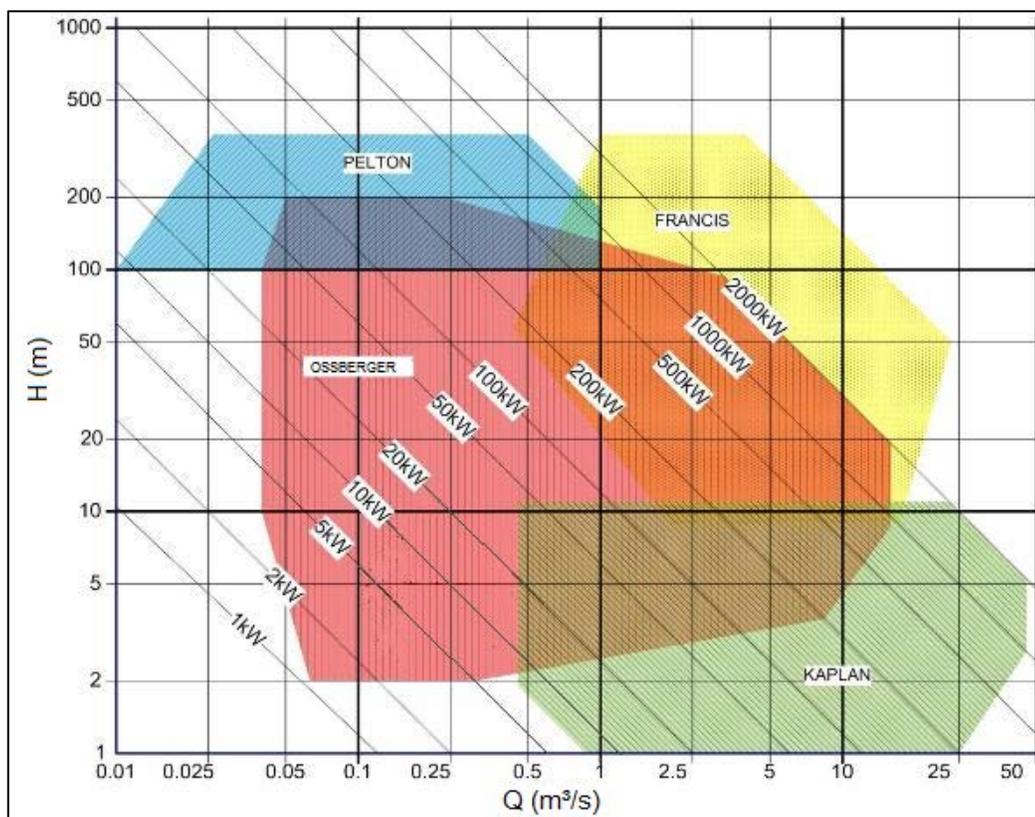


Figura 3.11. Rango de aplicación tipos de turbina [24].

3.8.3 Generador

Este componente transforma la energía mecánica de la turbina en energía eléctrica. Está acoplado mecánicamente al eje de la turbina. La demanda de energía eléctrica conectada a los bornes del generador tiene una componente activa y otra reactiva. La activa se regula en el generador ajustando el caudal en la turbina y la componente reactiva causa variaciones de tensión, la cual se regula en un regulador de tensión.

3.8.4 Volante de Inercia

El volante de inercia se encarga de compensar el momento de inercia en el grupo turbo-generador, para atenuar el efecto del golpe de ariete en la tubería forzada.

3.8.5 Subestación

Debido a la lejanía de las minicentrales a los centros de consumo, se requiere la transmisión de la energía que producen. Esto se logra con la instalación de una subestación. En la subestación se encuentran los equipos necesarios para la conexión de la minicentral a la red de transmisión. Aquí se eleva la tensión de generación a una acorde a la potencia de generación y longitud de transmisión. Dentro de los principales componentes se encuentran el interruptor de generación, transformador de potencia, interruptor de transmisión, accesorios de seguridad y equipos de medida y protecciones.

3.8.6 Puente Grúa

Este componente se encarga del montaje y desmontaje de la turbina, generador y piezas especiales dentro de la casa de máquinas. Debe estar ubicado a una altura adecuada que permite el libre manejo de estas piezas.

3.8.7 Canal de salida de aguas turbinadas

El agua procedente de las turbinas sale mediante un tubo difusor o una cámara que se une posteriormente a un canal de devolución, el cual devuelve las aguas al río.

3.9. CANAL DE DEVOLUCIÓN

El canal de devolución devuelve las aguas del río después que pasan por las turbinas. Generalmente es de pequeña longitud, sin embargo, hay casos en que resulta conveniente aumentar su longitud a fin de disminuir la longitud de la tubería forzada. Las turbinas de acción pueden llegar en velocidades de salida muy elevadas, por lo que habrá que proteger el canal para que su erosión no ponga en peligro la casa de máquinas. Para los periodos de grandes crecidas, hay que prever que el nivel del agua del canal nunca llegue al rodete de la turbina. Para el caso en que la casa de máquinas esté equipada con turbinas de reacción, el nivel del agua en el canal de descarga influencia comportamiento de la turbina de que si no es el correcto, puede dar lugar a fenómenos de cavitación. Durante condiciones normales de operación, el nivel del agua del canal de devolución condiciona la altura bruta de la central, por lo tanto, en centrales con baja altura de caída resulta muy importante el emplazamiento de este canal, tanto en ubicación como en cota, ya que puede condicionar la factibilidad del proyecto.

4. HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES

Hoy en día existen diversas herramientas computacionales que sirven para realizar una evaluación de manera rápida y general de un proyecto hidroeléctrico, como también de herramientas empleadas directamente en el diseño de la central. A continuación se describen, de manera somera, los programas más comúnmente empleados en el estudio y diseño de centrales hidroeléctricas.

4.1. HERRAMIENTAS CONVENCIONALES PARA ASESORIAS DE UNA MINICENTRAL HIDROELECTRICA

Los programas computacionales para la asesoría de una minicentral hidroeléctrica puede ser o no ser integrada a programas GIS. Solo los más recientes traen herramientas GIS integradas. Para determinar el flujo de un río se tienen dos enfoques diferentes, uno es la curva de duración de caudales y el otro corresponde a métodos de simulación de caudales (mediante un modelo). Un enfoque de menor precisión corresponde al caudal medio anual, el cual es empleado por algunos programas.

La mayoría de estos programas fueron creados cerca de veinte años atrás y algunos han sido constantemente actualizados.

4.1.1 RETSCREEN

RETScreen es un software basado en Excel creado por “Natural Resources Canada” y se encuentra disponible de manera gratuita en su sitio web. Sirve para facilitar desarrollo del proyecto en varios proyectos de energía renovable y eficiencia de energía, el cual incluye una asesoría del potencial hidrológico, basados en curva de duración de caudales o caudales medios anuales. También determina la principal información financiera para el proyecto, incluyendo el capital inicial y el retorno, y calcula la evasión de emisiones de CO₂.

4.1.2 IMP

El software IMP (integrated method for power analysis) es una herramienta muy conveniente para la evaluación de proyectos de pequeñas centrales. Utilizando IMP combinado con información meteorológica relevante y la topografía, de manera rápida el usuario puede evaluar todos los aspectos de una cuenca sin información fluviométrica, incluyendo un estudio de la potencia, el desarrollo de un análisis de probabilidades de excedencia y el análisis del hábitat de peces.

4.1.3 PEACH

Este software está dedicado a los estudios preliminares de centrales hidroeléctricas. Considera todos los métodos técnicos de ingeniería, usualmente empleado es la etapa preliminar. También realiza análisis económicos y financieros en distintos escenarios.

4.1.4 SMART MINI HIDRO

También está basado en plataforma Excel. Es empleado a estudios preliminares de PCH. La potencia y la energía las calcula utilizando la curva de duración de caudales.

También determina el tipo de turbina más conveniente y realiza de manera preliminar una estimación económica y financiera.

4.1.5 HydroHelp

Basado en Excel incluye una serie de programas que permite a los ingenieros a estimar de forma detallada los costos preliminares para plantas hidroeléctricas entregando un consejo experto mediante el proceso de costo-diseño. Ofrece una selección de hasta seis turbinas para ayudar a los diseñadores a elegir la turbina más apropiada acorde a las situaciones de mercado.

4.2. HERRAMIENTAS DE DISEÑO

Estas herramientas se centran plenamente en el diseño de la obra, dimensionamiento, cubicaciones, modelaciones, etc. A continuación se encuentran las importantes.

4.2.1 WMS

El Watershed Modeling System (WMS) es una herramienta de modelado para todas las fases de hidrología e hidráulica de una cuenca de captación. El WMS incluye herramientas muy potentes para automatizar todos los procesos de modelado tales como el delineado automático de la cuenca, el cálculo de todos los parámetros geométricos, el procesado de las células superpuestas (CN, altura de precipitación, coeficientes de rugosidad, etc.) extracción de secciones del terreno, y muchos otros. La nueva versión WMS 7 soporta el modelado hidrológico con HEC-1 (HEC-HMS), TR-20, TR-55, Método Racional, NFF, MODRAT y HSPF. El programa permite obtener automáticamente la delineación de las superficies inundadas en el caso de crecidas.

4.2.2 CHAC

El modelo CHAC (Cálculo Hidrometeorológico de Aportaciones y Crecidas), desarrollado en el Centro de Estudios y Experimentación (CEDEX) del Ministerio de Obras Públicas (España), posee una estructura simple y requiere de pocos parámetros por lo que se clasifica como determinístico agregado de pocos parámetros y paso mensual. En la mayoría de las aplicaciones el CHAC se requiere de series de precipitación y de evapotranspiración potencial, junto con algunos parámetros que tratan de describir en forma cuantitativa el comportamiento de la fase terrestre del ciclo hidrológico.

Este tipo de modelo simula la fase terrestre del ciclo hidrológico de forma continua en el tiempo, los principales procesos de transferencia de agua en el ciclo hidrológico, considerando dos almacenamientos, suelo y acuífero, mediante el establecimiento de balances hídricos para los distintos procesos que tienen lugar desde el momento en que llueve hasta que el agua fluye por el río, como se observa en la Figura 4.1.

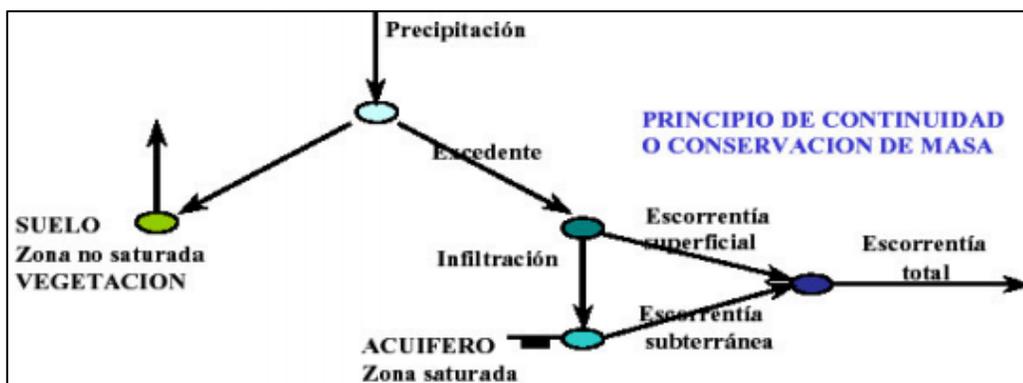


Figura 4.1 Esquema modelo CHAC [26].

El CHAC se basa en el modelo conceptual descrito en la publicación “Modelo matemático de transformación precipitación—aportación”, fue formulado por J. Ramón Témez en el año 1977.

4.2.3 HEC-RAS

HEC-RAS es un programa computacional que modela hidráulicamente el flujo del agua en cursos naturales y artificiales. Fue creado en 1995 por el U.S. Department of Defense, Army Corps of Engineers, para administrar los ríos, puertos y obras públicas bajo su jurisdicción. El procedimiento computacional está basado principalmente en la solución de la ecuación de la energía de manera unidimensional. También emplea la ecuación de la momenta cuando el flujo es rápidamente variado, como en el caso de resaltos hidráulicos, flujo bajo puentes y el análisis es zonas de confluencias de ríos.

4.2.4 Flow Pro

Este software ofrece de manera conveniente y precisa el cálculo de la altura, caudal y pendiente para diversos tipos de canales. También calcula la velocidad del flujo, el área, el perímetro mojado y el radio hidráulico. Tiene la ventaja de comparar múltiples alternativas de diseño hidráulicos y permite exportar los resultados a Excel, para una análisis posterior.

4.2.5 Autocad Civil 3D

Es una poderosa y completa herramienta de diseño para diversas obras civiles. A través de la topografía permite crear plataformas, caminos, canales, perfiles de tubería entre otros. Para el estudio de factibilidad de una minicentral resulta muy útil a la hora del diseño del canal de aducción, ya que se puede modelar físicamente (el trazado y sección trasversal con sus taludes de corte y relleno) y calcular inmediatamente los volúmenes de movimientos de tierra. Con esto uno puede ajustar rápidamente el trazado encontrando fácilmente la alternativa más económica. Mediante la creación de plataformas también permite calcular los movimientos de tierra de otras obras civiles de la minicentral, como por ejemplo la casa de máquinas, cámara de carga, obra de seguridad, etc. Resulta de gran utilidad para la creación de perfiles longitudinales para el caso de la tubería forzada, resaltando puntos importantes como distancia acumulada y cambios de pendiente.

4.2.6 Bentley Hammer

Este software es una herramienta para el análisis de flujo transitorio y golpe de ariete. El programa emplea el método de las características para resolver rigurosamente las ecuaciones de continuidad y momentum del fenómeno transiente, tanto en sistemas simples como complejos.

4.2.7 Sketchup

SketchUp es un software de diseño y modelaje en 3D para entornos arquitectónicos, ingeniería civil, diseño industrial y GIS. Esta desarrollado por Google y fue diseñado con el objetivo de que pudiera utilizarse de una manera intuitiva y flexible. Además el programa incluye una galería de objetos, texturas e imágenes listas para descargar.

4.3. PROGRAMAS UTILIZADOS PARA EL ESTUDIO DE LA CENTRAL

Para el estudio de factibilidad de esta central se emplearán las siguientes herramientas computacionales:

- WMS: delimitación de la cuenca y la determinación sus parámetros morfológicos.
- CHAC: elaboración de un modelo que permite determinar caudales medios mensuales en la cuenca a partir de información meteorológica.
- HEC-RAS: analizar los niveles de las crecidas en la zona de captación.
- HydroHelp: determinar el tipo de turbina más apropiado según las condiciones de diseño.
- Autocad Civil 3D: construir un plano de planta del proyecto con la ubicación de las obras y el cálculo de los movimientos de tierra asociados a la construcción.
- Google Sketchup: elaborar modelos 3D de las obras civiles del proyecto.

5. ANTECEDENTES DEL AREA DEL PROYECTO

5.1. LOCALIZACION DEL PROYECTO

El proyecto se ubica en la región de Los Ríos entre el Lago Ranco y el Lago Puyehüe, en las coordenadas 40°32' (S), 72,28 (O).

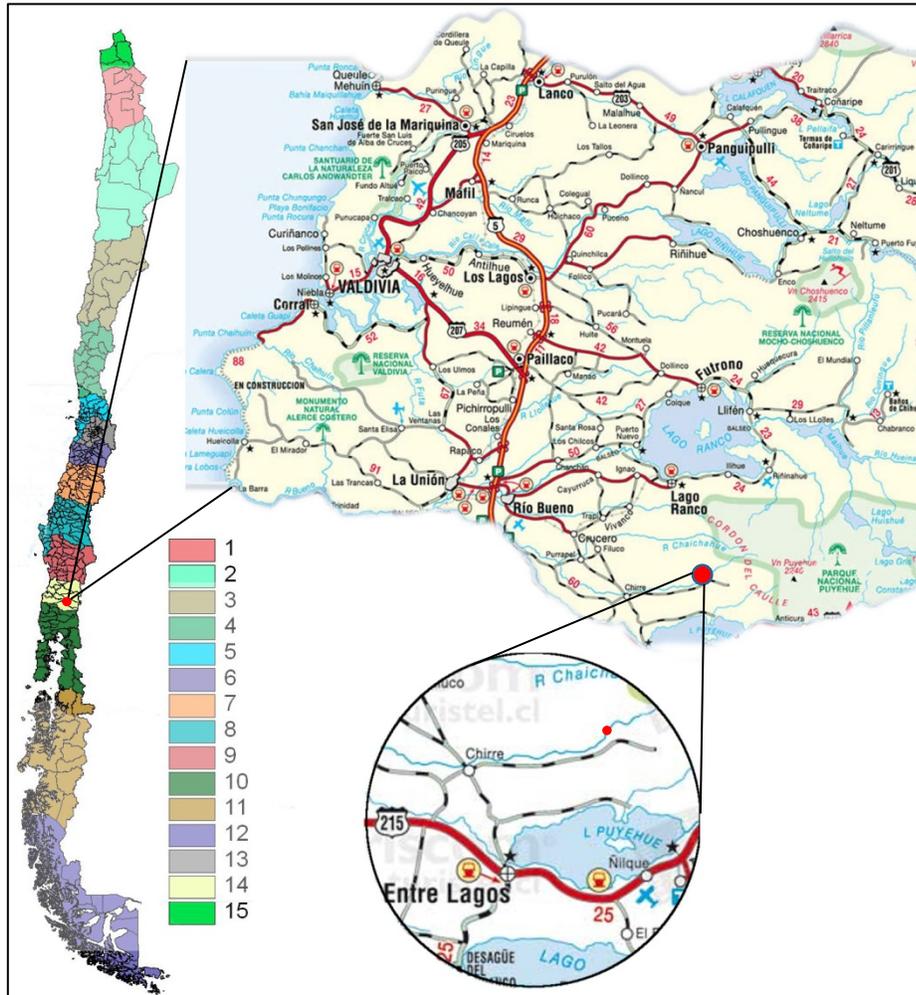


Figura 5.1. Localización del Proyecto.

5.2. CARÁCTERÍSTICAS GENERALES DEL SECTOR DEL PROYECTO

5.2.1 Clima

Clima templado frío lluvioso con influencia mediterránea: este tipo climático se presenta en la zona cordillerana de las regiones VIII, IX y sector norte de la X región. Este clima se caracteriza por las bajas temperaturas durante todo el año y el aumento de las precipitaciones con la altura, las cuales llegan sobre 3.000 mm anuales, sobre los 1.200 msnm.

5.2.2 Temperaturas

El régimen térmico se caracteriza por una temperatura media anual de 10,8°C, con una máxima media del mes cálido (enero) de 21,8°C y una mínima media del mes más frío (agosto) de 3,0°C. Las temperaturas medias mensuales se mantienen sobre 10°C entre octubre y abril. Dada la homogeneidad del relieve de la zona, no se producen grandes valores de amplitudes térmicas.

5.2.3 Precipitaciones

Las precipitaciones más bajas se registran en enero y febrero con 86,8 mm y 77,8 mm respectivamente. A partir de estos meses, las precipitaciones comienzan a ascender. Esto se ve reflejado con el aumento de las lluvias que presenta marzo (107,2 mm) y abril (152,5 mm). En mayo, junio y julio se registran las mayores precipitaciones promedio anuales, los valores correspondientes a cada mes son 268,7 mm, 279,4 mm y 268,5 mm, respectivamente, siendo junio el mes con mayor precipitación. Durante agosto (226,2 mm), septiembre (161,3 mm) y octubre (143,2 mm), las precipitaciones descienden paulatinamente hasta llegar a fin de año con registros en noviembre de 108,8 mm y diciembre de 99,5 mm respectivamente. El promedio anual de las precipitaciones, entre 1941 y 2006 fue de 1.975,4 mm.

5.2.4 Régimen Hidrológico

El río Chirre posee una estación fluviométrica que está en funcionamiento desde el año 2001 (Río Chirre antes de junta con Pilmaiquén). Para tener una idea más acabada del régimen hidrológico se observó la estación "Pilmaiquén en San Pablo", la cual tiene datos registrados desde el año 1978. Esta estación se ubica en la parte baja del río Pilmaiquén, aguas abajo de la junta del río Chirre, cerca de la ciudad de San Pablo, a 50 msnm.

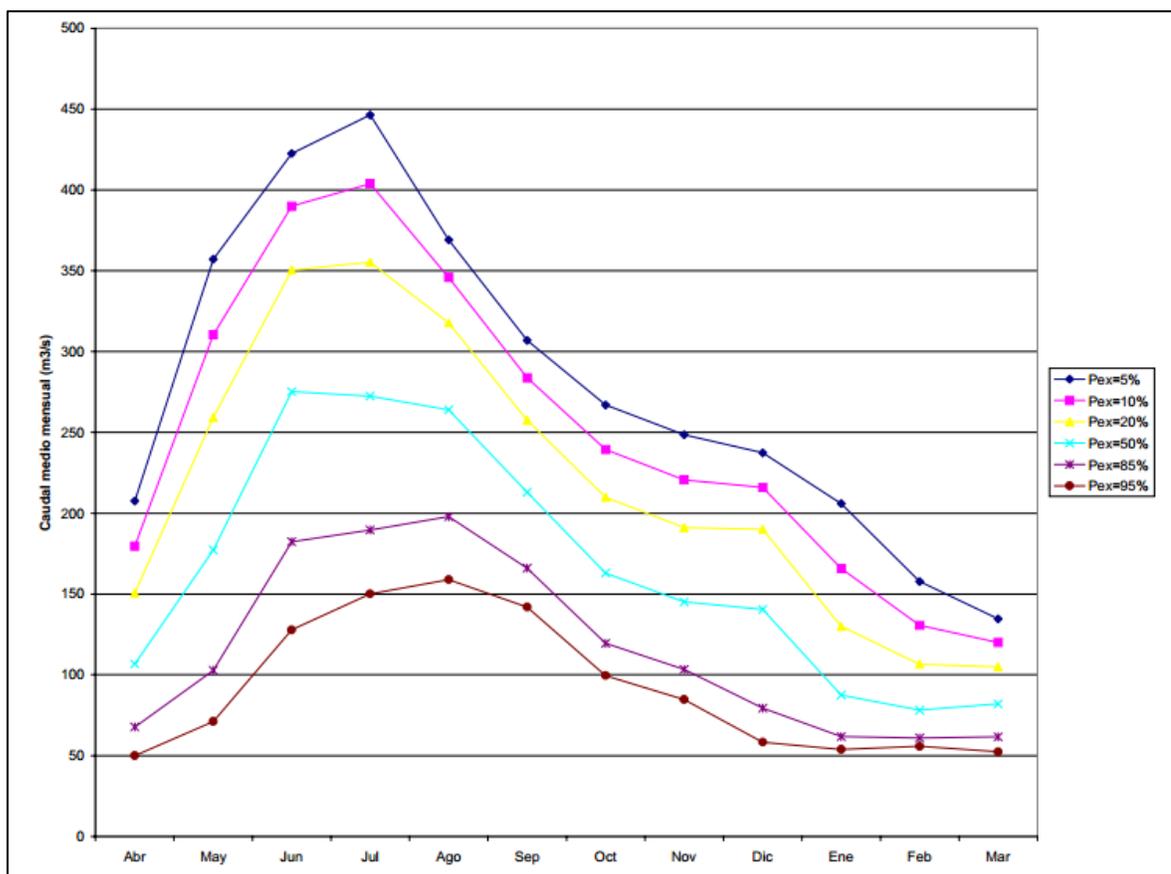


Figura 5.2. Curva de variación estacional Pilmaiquén en San Pablo [27].

En la Figura 5.2 se observa que esta estación muestra un régimen pluvial, con sus mayores caudales en los meses de invierno, producto de importantes aportes pluviales, y con los menores escurrimientos durante el período estival.

En años húmedos los mayores caudales ocurren entre junio y agosto, producto de lluvias invernales. Hacia los meses de primavera los caudales disminuyen gradualmente, para finalmente mostrar sus menores valores entre enero y marzo.

En años secos los mayores caudales se observan entre junio y septiembre, mientras que los menores se extienden entre diciembre y mayo.

5.2.5 Rutas de Acceso

Al proyecto se accede por la carretera 215 (camino internacional) la cual se desarrolla entre la Ruta 5 y el paso fronterizo "Cardenal Antonio Samoré". En el km 35 de la carretera 215 se encuentra el camino ripiado en dirección a Rucatayo, el cual se interna por el camino al fundo Boquial que pertenece al propietario de los derechos de agua.

5.3. ANTECEDENTES BÁSICOS DEL TERRENO DEL PROYECTO

5.3.1 Relieve y Morfología de la zona

El área del proyecto, donde se localizará la minicentral, pertenece a la región central lacustre y del llano glacio – volcánico correspondiendo a la subregión morfológica del Llano Central con morrenas de ablación y conos de soliflucción periglacial. Esta clasificación se extiende desde la estación Coihue, 20 km al suroeste de Los Angeles hasta Calbuco, con una longitud de 475 km con un ancho máximo de 85 km. Este llano se divide en dos secciones, una septentrional, comprendida entre el río Bío-Bío por el norte y la localidad de Gorbea por el sur y una sección meridional, comprendida entre la localidad de Paillaco en el norte hasta Calbuco en el sur, con una extensión de 190 km de longitud. A esta última sección corresponde el área de localización de la minicentral.

En la sección meridional se presentan manifestaciones típicas de glaciación con estadios interglaciales de deshielo e influencia periglacial. Este efecto se debe a que la región quedó durante períodos interglaciales bajo el régimen de fluctuaciones térmicas, lo que influyó en un modelado topográfico ondulado y trezado, debido a las tensiones sufridas por efecto del frío (crioturbación), por los sedimentos blandos acumulados.

5.3.2 Geología y Geotecnia

El cañón del río Pilmaiquén ha sido excavado en una formación de sedimentos glaciales cuaternarios cohesivos (Cancagua), en el que generalmente no se encuentra roca basal [28].

Las rocas fundamentales son escasas en la zona y corresponden a volcanitas basálticas del Pleistoceno [28]. En general, corresponde a depósitos morrénicos fluvio-glaciales y glacialacustres, diamictos de bloques y matriz de limo/arcilla, gravas, arenas y limos. Hacia el Este de la zona de emplazamiento de la futura Central, existen lavas y depósitos piroclásticos más recientes principalmente riolíticos (corresponden a una zona de volcanes activos como la Cordillera Nevada, Casablanca y Puyehue).

Los suelos presentan características granulométricas, composicionales y morfológicas de carácter esencialmente fluvio-glacial. Los estratos corresponden a materiales del denominado cono proglacial de Puyehue del Pleistoceno superior.

Entre los estratos fluvio-glaciales, aparecen también intercalados materiales laháricos o fluvio-laháricos en la parte basal. Los niveles de gravillas laháricas inferiores, posiblemente corresponden a depósitos del llamado “Abanico Lahárico de San Pablo”. La sobrecarga corresponde a depósitos glaciales de la última glaciación; es decir, el lahar se habría generado con anterioridad a ella (70.000 años). Al noreste de San Pablo, en el camino a la localidad de Trumao, depósitos fluvio-glaciales frescos, eventualmente pertenecientes a la penúltima glaciación, subyacen claramente al depósito lahárico.

5.3.3 Depósitos sedimentarios de la zona de construcción

Según la información del mapa geológico de Chile (SERNAGEOMIN 2004), en la zona de construcción de la minicentral, se distinguen dos grandes tipos de suelos: los del tipo

volcánicos, PI3t, que son depósitos piroclásticos principalmente riolíticos, asociados a calderas de colapso y los del tipo volcánicas del Pleistoceno, PI3, que corresponden a secuencias lávicas y centros volcánicos básicos e intermedios.

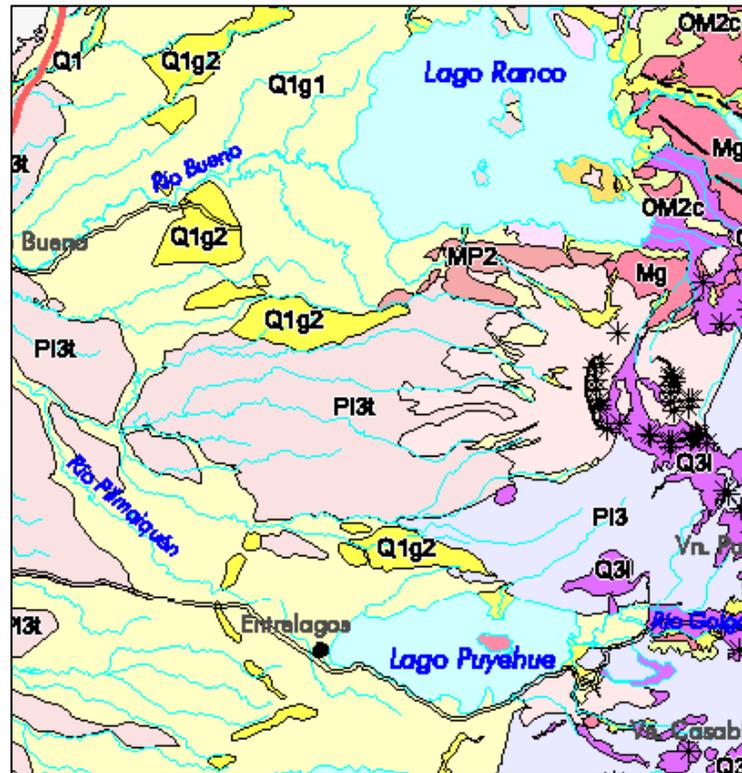


Figura 5.3. Mapa Geológico de Chile [29].

5.3.4 Tipos de suelos superficiales

Los suelos de la zona donde se ubicará la Central Los Lagos, se caracterizan por ser suelos de topografía plana y levemente ondulados.

En esta zona se pueden encontrar tanto suelos del tipo trumaos, como ñadis. El suelo tipo trumao (más aptos para la realización de cultivos y praderas de producción), el cual se encuentra en mayor proporción en la zona, se deriva de cenizas volcánicas retransportada, por lo que su distribución toma la forma de conos aluviales. Se caracteriza por ser franco, friable, presenta condiciones de drenaje de bueno a excelente, usualmente con estratificaciones deposicionales claramente distinguibles o con diferencias de color nítidas entre el suelo y el subsuelo. Ocasionalmente, una o más capas del subsuelo podrían ser pumicíticas y cementadas. Se desarrollan bajo un régimen de temperatura mésico o térmico y un régimen de humedad ústico, údico o perhúdic.

El suelo tipo ñadis está formado por cenizas volcánicas holocénicas, como los trumaos, pero depositados sobre topografías planas a levemente onduladas de sedimentos fluviales o fluvioglaciales, los cuales se han desarrollado en condiciones de drenaje impedido o inundación estacional. Estos suelos se han formado bajo un régimen de temperatura mésico o isomésico y un régimen de humedad údico a perhúdic. En general, los suelos ñadis soportan una cubierta boscosa de baja altura y que parece ser

reciente. Estos suelos tienen propiedades físico-químicas y mineralógicas semejantes a los trumaos, pero difieren en morfología⁶. Estos suelos son delgados (20 a 80 cm) y ricos en materia orgánica. En relación a sus limitaciones productivas se cuenta el mal drenaje, tener un pH ácido y presentar deficiencias de fósforo, potasio, calcio y magnesio.

5.3.5 Volcanismo y Sismicidad

La zona del proyecto está próxima al cordón Caulle, que es un conjunto de elevaciones que se localizan en la sección sur-oriental de la comuna de Lago Ranco, en el límite con la Región de Los Lagos. Su referencia geográfica la sitúa en conjunción con la denominada Cordillera Nevada, aunque en algunas fuentes las consideran como una sola unidad. Desarrollándose entre los 40°29'25"S - 40°32'48"S de latitud, y los 72°09'52"W- 72°17'57"W de longitud, esta entidad territorial es fuente de importantes características, tanto en el ámbito de la biodiversidad como de la geomorfología, poseyendo adicionalmente una considerable impronta en el ámbito del volcanismo chileno.

El cordón se desarrolla estructuralmente sobre un complejo rocoso basáltico, con presencia de riolitas y andesitas, que en su conjunto son denominados según el mapa geológico de Chile como estratos volcanes y complejos volcánicos (Q3i) [29]. Tal como lo señala su denominación geológica, se trata de un complejo volcánico que ha tenido varios episodios eruptivos, entre los que se puede contar aquellos que se desarrollaron sincrónicamente al gran terremoto de Valdivia de 1960, eventos que se registraron entre mayo y junio del mismo año. Una prueba de su asociación con eventos volcánicos son sus abundantes fumarolas y manantiales de agua termal, los que se presentan en sectores como Trahuilco, Los Venados, Las Sopas.

El cordón posee una disposición transversal NNO-SSE (nornoroeste-sursureste), con altitudes que fluctúan entre los 1.500 y 1.700 metros sobre el nivel del mar. Su apariencia es de un pilar tectónico o gran pared rocosa coronada por hielos y nieves eternas, que limitan la visión de su interfluvio (línea divisoria de aguas o de más altas cumbres). En su cara hacia Puyehue (exposición oeste), presenta pendientes muy fuertes, que en algunos casos pueden alcanzar incluso los 40° (80% aproximadamente), mientras que en su exposición Este, la forma se presenta como mucho más suave y fuertemente trabajada por la acción de las coladas de lava y por glaciación.

6. HIDROLOGIA

6.1. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

La cuenca del río Chirre es de tipo pluvial, con un leve porcentaje de cuenca nival, el cual no sobrepasa el 12% del total. Sobre la base de las planchetas del Instituto Geográfico Militar (IGM) escala 1: 50.000 de Quiñemahuin y Curarrehue, se ha determinado la característica de la cuenca en el punto de captación de este proyecto hidroeléctrico.

Cuadro 6.1. Características de la Cuenca.

Cuenca	Área					Coordenadas Sam 56 Huso 19	
	Pluvial		Nival *		Total	Este	Norte
	km ²	%	km ²	%	km ²		
Río Chirre	63,75	88,25	8,49	11,75	72,24	717.035	5.507.945

*: Área sobre la cota 1.300 msnm, que corresponde a la posición media de la isoterma (DGA 1995).

En la Figura 6.1 se presenta la cuenca delimitada con el programa WMS.

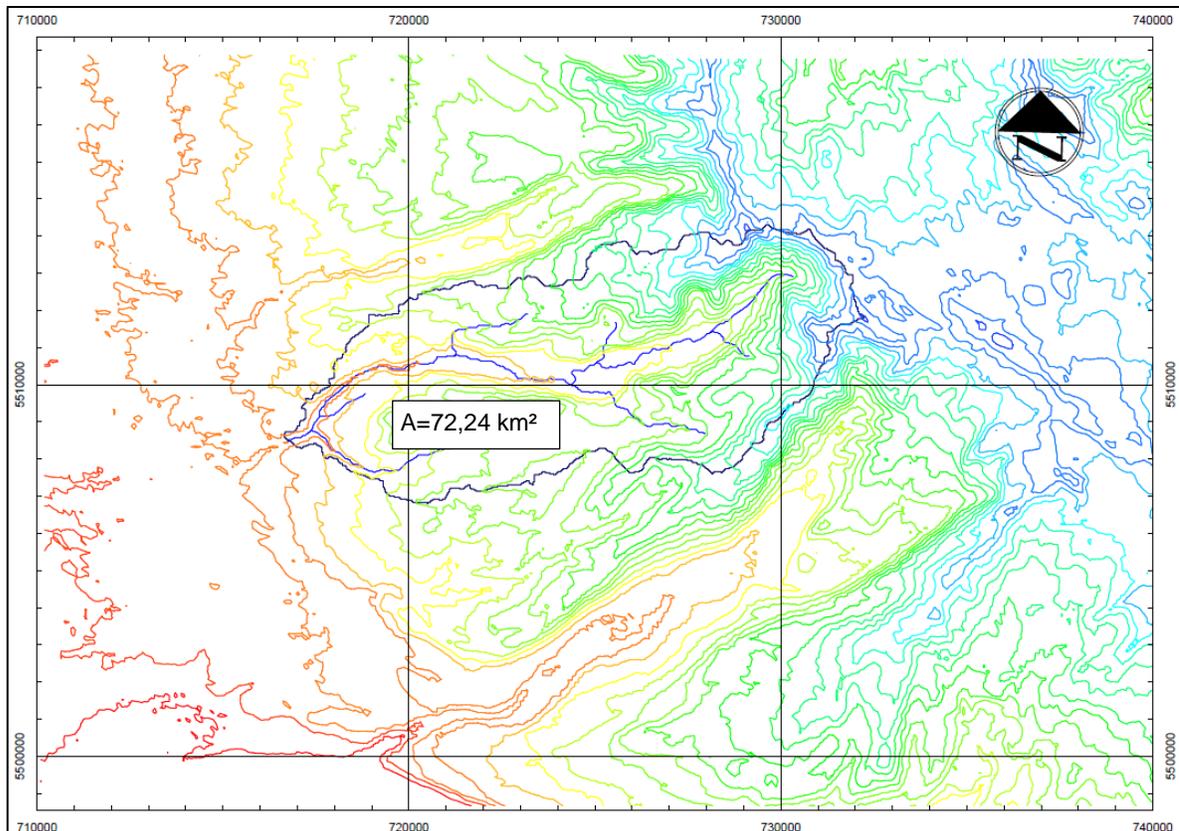


Figura 6.1. Delimitación de la cuenca a través de WMS (Coordenadas en WGS84).

6.2. PLUVIOMETRIA DE LA ZONA

Como esta cuenca en estudio no cuenta con control fluviométrico, para estimar sus recursos hídricos es necesario usar métodos indirectos, basados en relaciones precipitación escorrentía o en modelos de simulación de caudales a nivel mensual, que permiten estimar la escorrentía en función de las precipitaciones.

Por lo anterior, para los efectos de este estudio, se ha considerado utilizar los registros pluviométricos de la estación meteorológica Lago Ranco de la DGA, que cuenta con registros desde 1958 al 2013. Las estadísticas se presentan en el ANEXO I.

Esta estación pluviométrica tiene un promedio anual de 1.947 mm, de acuerdo con el mapa de isoyetas de la zona. En esta área existe una variación de la precipitación con la altura, lo que se puede ver en la Figura 6.2, donde se puede apreciar la cuenca sobre una base de isoyetas medias confeccionado por la DGA. De acuerdo con estos datos, la precipitación media sobre la cuenca se ha estimado en 3.500 mm/año.

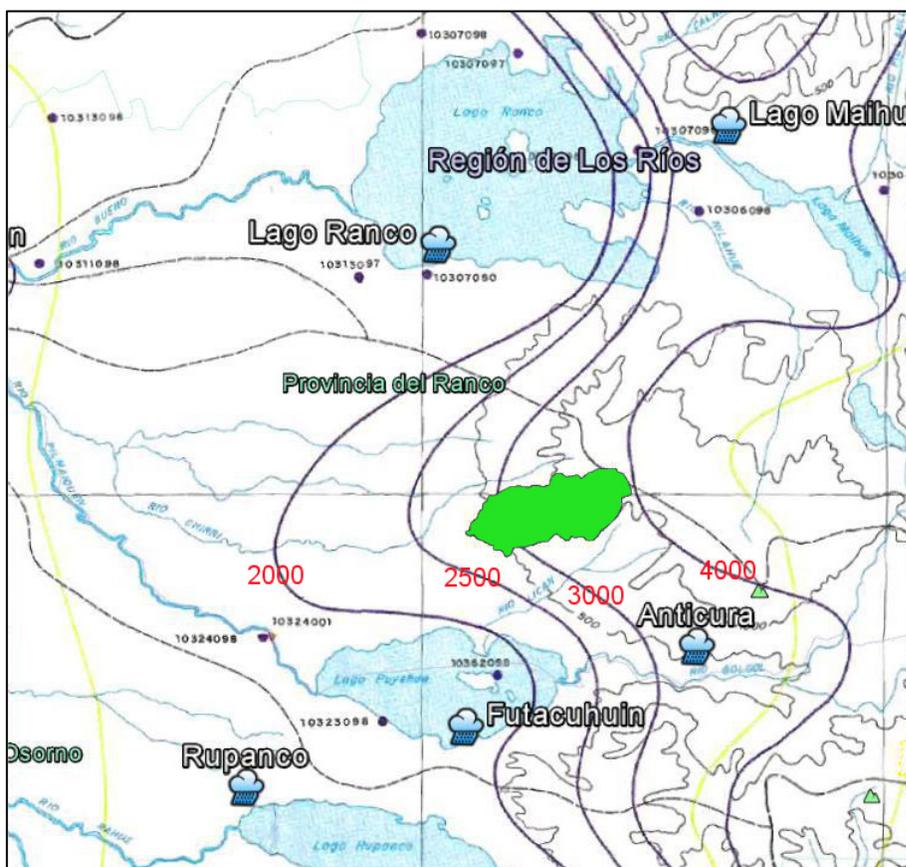


Figura 6.2. Ubicación cuenca CH Chirre en mapa Isoyetas (DGA 1995).

Por lo anterior, para calcular las precipitaciones sobre la cuenca del Río Chirre se debe multiplicar la precipitación de Lago Ranco por un factor de abatimiento K cuyo valor es:

$$K = 3.500/1.947 = 1,80$$

6.3. CALCULO DE LA ESCORRENTIA EN LA CUENCA DEL RIO CHIRRE

6.3.1 Generalidades

Para la cuenca del río Chirre se ha considerado una cuenca pluvial de 72,2 km², esto debido al bajo aporte nival.

En este caso los caudales medios mensuales se generan con el modelo CHAC, descrito en el numeral 4.2.2.

6.3.2 Generación de caudales medios mensuales

Para la determinación de la escorrentía mensual se ha usado el Modelo CHAC, con la calibración basada en la cuenca del río Nilahue en Mayay, cuyos registros fluviométricos se presentan en el ANEXO I. Esto debido a que la estación “Río Chirre antes junta Río Pilmaiquén (CAJP)” tiene registros de corta extensión (desde el año 2002) y con muchos meses incompletos. Por otro lado, el área de drenaje de la estación CAJP, según la DGA, es de 875 km², la cual es unas doce veces mayor a la de Chirre en bocatoma, lo que genera que tenga rendimientos distintos a los esperados en la parte alta de la cuenca. La cuenca del río Nilahue en Mayai (de 367 km²) se considera apropiada para la calibración del modelo debido a su cercanía y por sus similitudes físicas, geológicas e hidrométricas.

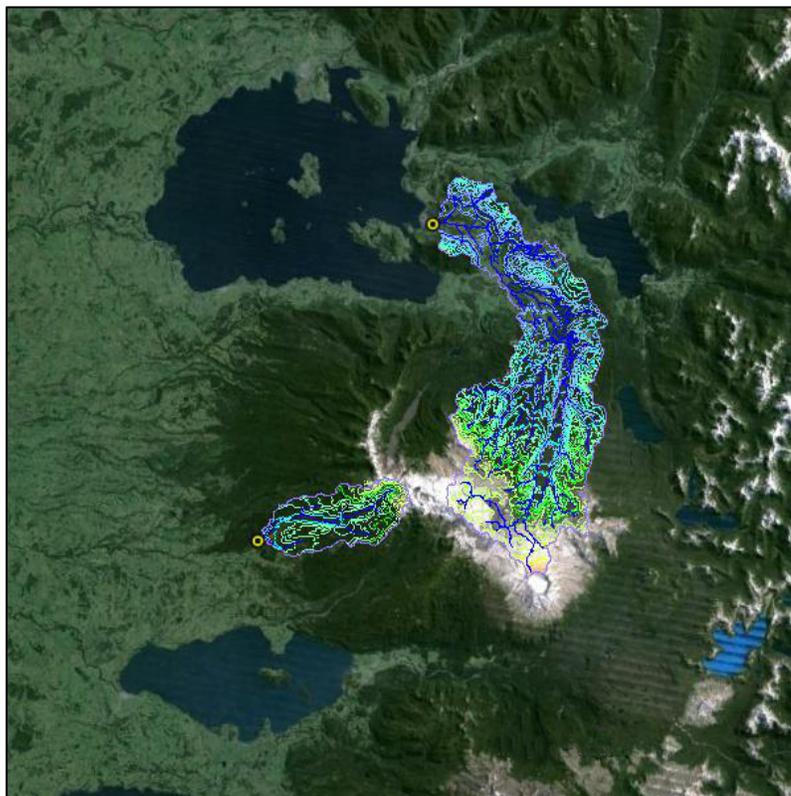


Figura 6.3. Cuencas Nilahue en Mayai y Chirre en Bocatoma.

6.3.3 Calibración del modelo

Para la calibración el modelo se necesitan series de precipitación, evapotranspiración potencial (ETP) y caudales observados.

A. Series de Precipitación

El modelo se calibró con los datos pluviométricos de la estación Lago Ranco, empleando el método de las isoyetas del numeral 6.2 se determinó un coeficiente de abatimiento $K=1,80$ para la cuenca del río Nilahue en Mayai.

B. Series de ETP

Los valores de la evaporación potencial mensual y anual para cada cuenca, se obtuvieron del “Cálculo y Cartografía de la Evapotranspiración en Chile”, realizado por la Comisión Nacional de Riego (CNR), en 1997 y se muestran en el Cuadro 6.2.

Cuadro 6.2. ETP mensual y anual para cuencas.

Cuenca	ETP (mm)	
	Nilahue Mayai	Chirre Bocatoma
Abril	38	44
Mayo	20	24
Junio	13	16
Julio	14	19
Agosto	23	31
Septiembre	40	50
Octubre	65	78
Noviembre	90	103
Diciembre	115	132
Enero	120	140
Febrero	89	105
Marzo	69	78
Anual	696	820

C. Series de caudales observados

Los caudales observados corresponden a los registrados en la estación Nilahue en Mayai, durante el período 1995/96 a 2006/07.

6.3.4 Validación del modelo

Una vez calibrado el modelo este se valida analizando comparativamente los valores registrados con los simulados.

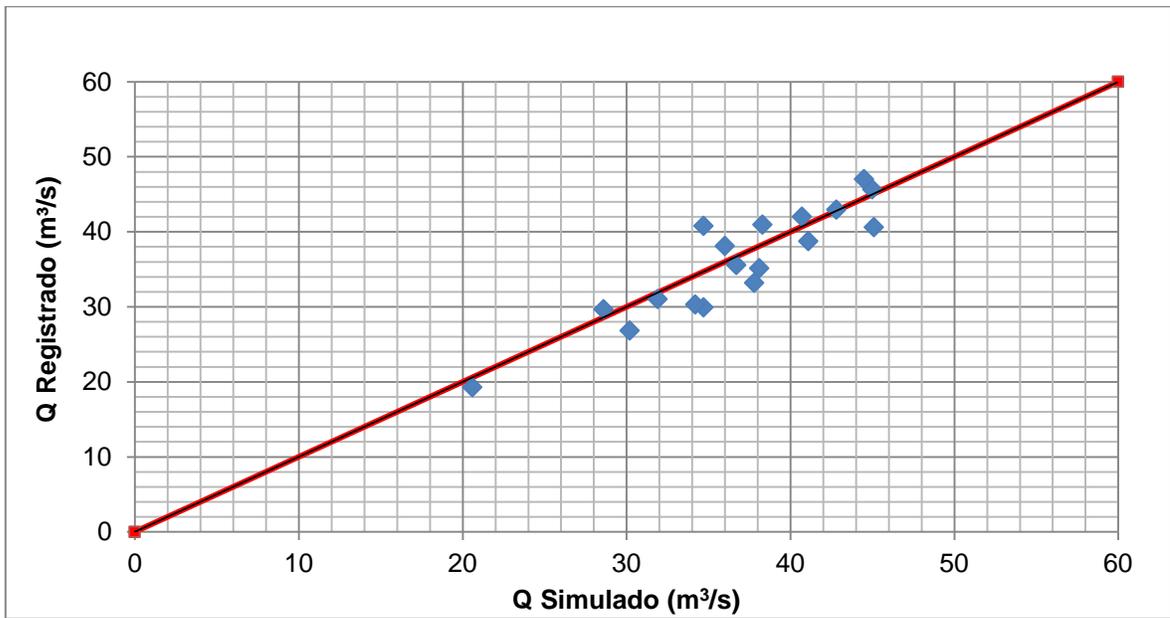


Figura 6.4. Comparación $Q_{\text{medio anual}}$ observado con simulado (1995/96 -2012/13).

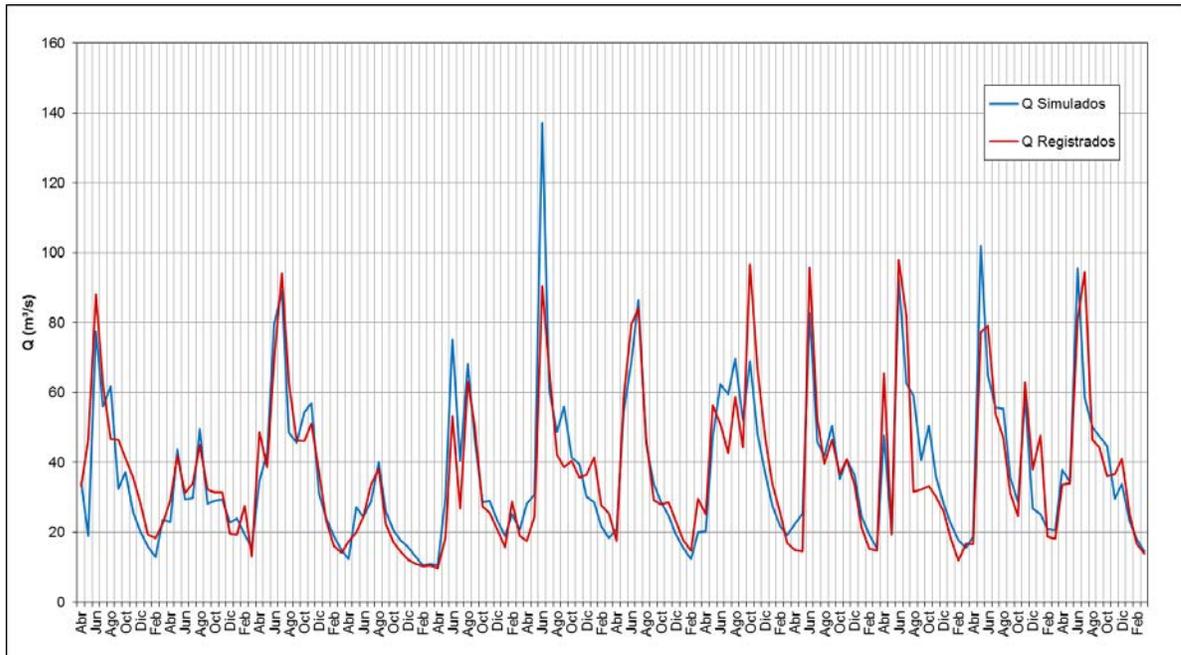


Figura 6.5. Comparación $Q_{\text{medios mensuales}}$ observados con simulados.

6.3.5 Simulación

Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 6.3.

Cuadro 6.3. Caudales medios mensuales simulados captación río Chirre (m³/s).

Año	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Anual
1958/59	6,60	12,20	13,40	14,80	10,40	9,80	7,60	6,50	5,60	5,00	4,60	4,80	8,44
1959/60	8,50	7,50	7,70	11,40	10,00	9,70	10,00	7,30	6,30	5,50	4,90	4,50	7,78
1960/61	4,40	6,90	12,00	13,00	10,20	8,40	7,80	6,50	5,70	5,40	4,90	4,50	7,48
1961/62	5,00	13,70	11,00	14,50	15,90	12,70	8,70	7,30	6,20	5,40	4,80	4,30	9,13
1962/63	4,10	4,30	8,60	6,20	15,50	8,30	6,50	6,40	5,60	5,00	4,50	4,30	6,61
1963/64	6,70	8,10	11,70	14,90	15,80	10,40	9,50	8,30	7,00	6,10	5,50	4,90	9,08
1964/65	4,70	10,00	8,40	8,40	11,30	9,90	7,40	6,40	7,40	5,80	5,80	5,20	7,56
1965/66	6,50	7,80	14,70	12,90	14,30	8,20	8,20	7,30	6,30	5,40	4,70	4,30	8,38
1966/67	7,00	11,20	18,60	12,60	10,40	8,30	7,60	6,80	8,90	6,30	5,80	5,40	9,08
1967/68	5,00	13,70	7,80	13,00	13,90	10,50	9,90	7,30	6,10	5,20	5,70	4,80	8,58
1968/69	4,80	8,10	7,60	7,00	8,30	7,60	7,50	6,70	6,70	5,40	4,70	4,20	6,55
1969/70	6,80	6,80	9,60	21,30	12,60	12,40	8,50	8,30	6,60	5,60	4,80	4,20	8,96
1970/71	5,10	11,00	9,90	11,70	10,40	9,00	6,90	6,20	6,00	5,20	4,60	4,50	7,54
1971/72	4,80	9,20	10,30	13,90	11,10	8,30	7,00	5,90	5,70	5,10	4,40	4,00	7,48
1972/73	3,80	13,90	9,50	11,20	10,60	9,50	8,70	6,60	5,60	4,90	4,30	3,80	7,70
1973/74	3,80	6,70	13,30	10,10	10,20	8,10	8,00	6,10	5,20	4,60	4,10	4,10	7,03
1974/75	3,70	8,40	14,70	8,30	7,70	6,60	5,50	4,90	4,40	3,90	3,60	3,30	6,25
1975/76	6,70	10,60	9,10	8,40	8,80	6,60	6,10	5,90	5,00	4,70	4,10	3,60	6,63
1976/77	3,20	5,40	12,00	10,40	7,10	7,60	7,50	6,30	6,90	5,30	4,50	3,90	6,68
1977/78	4,80	9,70	10,60	17,50	9,60	9,10	8,60	9,10	6,30	5,20	4,40	3,80	8,23
1978/79	3,30	7,10	8,50	18,60	8,20	11,20	9,50	8,90	6,30	5,20	4,40	3,80	7,92
1979/80	3,30	12,00	6,40	9,80	16,70	8,30	7,70	8,20	7,30	5,70	5,20	4,50	7,93
1980/81	11,00	14,80	11,50	11,00	11,10	8,30	6,30	5,40	5,30	6,20	4,60	4,30	8,32
1981/82	5,00	13,60	11,30	10,70	10,30	9,00	7,00	5,70	4,80	4,20	3,80	3,40	7,40
1982/83	3,30	11,60	9,90	12,90	10,90	8,70	8,50	6,40	5,30	4,40	3,80	3,40	7,43
1983/84	3,80	6,30	9,50	8,00	7,80	8,70	6,00	5,00	4,20	3,60	3,20	2,90	5,75
1984/85	3,30	10,40	11,60	10,70	7,10	8,20	9,60	6,10	5,10	4,20	3,60	3,40	6,94
1985/86	5,80	10,80	13,40	7,60	8,70	6,90	6,40	5,30	4,40	3,70	3,40	3,40	6,65
1986/87	7,10	9,90	11,20	8,40	12,30	7,30	6,60	6,90	5,20	4,30	3,70	3,40	7,19
1987/88	5,00	5,30	9,30	15,10	13,10	9,10	9,30	6,40	5,30	4,40	3,70	3,20	7,43
1988/89	3,70	4,00	7,10	5,50	8,40	5,80	5,70	4,60	4,00	3,40	2,90	2,60	4,81
1989/90	2,70	3,60	7,40	10,70	6,90	5,60	4,90	4,30	4,60	3,70	3,20	2,80	5,03
1990/91	4,60	10,10	9,70	8,30	8,10	10,00	8,40	6,30	5,10	4,20	3,50	3,00	6,78
1991/92	3,80	14,60	13,40	16,40	7,80	10,40	6,50	5,30	11,70	5,30	4,30	4,00	8,63
1992/93	6,20	4,90	20,40	9,90	7,20	10,40	8,60	5,90	4,80	4,00	3,30	2,90	7,38
1993/94	2,60	2,70	3,00	8,30	5,60	4,70	4,80	4,10	3,50	3,00	2,60	2,30	3,93
1994/95	2,50	4,40	8,50	8,30	6,00	7,20	7,80	5,70	4,90	4,30	3,60	3,10	5,53
1995/96	7,10	4,70	14,40	10,80	11,60	6,80	7,20	5,40	4,40	3,70	3,10	4,30	6,96
1996/97	4,50	8,00	5,80	5,90	9,00	5,70	5,60	5,60	4,60	4,40	3,80	3,20	5,51

Cuadro 6.3. Caudales medios mensuales simulados captación río Chirre (m³/s) Continuación.

Año	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Anual
1997/98	5,60	7,70	14,10	15,80	9,10	8,60	9,80	10,20	6,20	5,00	4,10	3,40	8,30
1998/99	2,90	4,90	4,80	5,60	7,40	5,20	4,30	3,70	3,20	2,80	2,40	2,30	4,10
1999/00	2,20	5,20	13,10	7,50	12,10	8,50	5,70	5,50	4,60	3,80	4,20	3,80	6,30
2000/01	5,00	5,60	23,80	11,00	9,00	10,10	7,70	7,30	5,80	5,30	4,30	3,50	8,20
2001/02	3,60	9,30	12,10	15,20	8,50	6,50	5,60	4,80	4,00	3,30	2,80	3,80	6,60
2002/03	3,90	8,40	11,10	10,80	12,40	9,50	12,20	8,70	6,90	5,40	4,40	3,70	8,10
2003/04	3,90	4,60	14,40	8,40	7,70	9,10	6,60	7,30	6,50	4,80	3,90	3,30	6,70
2004/05	7,90	4,00	16,10	11,20	10,70	7,60	9,00	6,70	5,40	4,40	3,60	3,20	7,50
2005/06	3,50	17,50	11,60	10,10	10,00	6,80	5,60	10,00	5,20	4,60	3,90	3,60	7,70
2006/07	6,30	6,10	16,50	10,40	9,10	8,60	8,00	5,70	5,90	4,50	3,60	3,00	7,30
2007/08	4,10	4,30	6,20	11,30	7,30	6,30	8,40	5,30	4,40	3,60	3,00	2,50	5,60
2008/09	2,30	11,90	6,70	15,40	17,30	6,80	5,60	4,70	3,90	3,20	2,70	2,30	6,90
2009/10	2,30	11,70	9,10	6,20	14,60	6,90	7,80	6,70	5,10	4,20	3,50	3,50	6,80
2010/11	3,10	3,80	9,60	9,70	11,00	6,30	5,50	5,10	4,30	3,70	3,10	2,70	5,70
2011/12	3,80	5,90	8,80	7,10	9,10	9,70	6,20	5,50	4,40	3,60	4,30	3,40	6,00
2012/13	3,40	9,20	12,30	10,20	8,20	6,80	5,10	4,10	9,80	4,40	3,70	3,10	6,70
2013/14	4,20	9,90	8,30	7,20	8,90	8,10	5,70	5,20	4,20	3,40	2,80	2,60	5,90
Máx	11,00	17,50	23,80	21,30	17,30	12,70	12,20	10,20	11,70	6,30	5,80	5,40	9,10
Mín	2,20	2,70	3,00	5,50	5,60	4,70	4,30	3,70	3,20	2,80	2,40	2,30	3,90
Prom	4,69	8,46	10,92	10,92	10,24	8,30	7,37	6,32	5,61	4,59	4,01	3,64	7,08

6.4. VERIFICACION DE CAUDALES

Para verificar los resultados del modelo se comparó el promedio anual con el obtenido por relaciones directas de precipitación-escorrentía y también se comparó el rendimiento de la cuenca con otras cercanas.

6.4.1 Relaciones directas precipitación-escorrentía

- **Grunsky**

$$E_s = 0,4 \cdot P^2 \quad \text{Para } P \leq 1,25 \text{ m}$$

$$E_s = (P - D_{\max}) \quad \text{Para } P \geq 1,25 \text{ m; } D_{\max} = 0,625 \text{ m}$$

- **Peñuelas**

$$E_s = 0,5 \cdot P^2 \quad \text{Para } P \leq 1,00 \text{ m}$$

$$E_s = (P - D_{\max}) \quad \text{Para } P \geq 1,00 \text{ mm; } D_{\max} = 0,500 \text{ m}$$

- **Coutagne**

$$E_s = (P - D)$$

$$\lambda = \frac{1}{(0,8 + 0,14 \cdot T)}$$

Si:

$$P < 1/8 \cdot \lambda \quad : D = P$$

$$1/2 \cdot \lambda < P < 1/8 \cdot \lambda \quad : D = P - \lambda \cdot P^2$$

$$P > 1/2 \cdot \lambda \quad : D = 0,2 + 0,035 \cdot T$$

- **Turc**

$$E_s^* = (P^* - D^*)$$

$$L = 300 + 25 \cdot T + 0,05 \cdot T^3$$

$$D^* = \frac{P^*}{\sqrt{0,9 + (P^*/L)^2}}$$

Los parámetros de las expresiones anteriores corresponden a:

E_s : Escorrentía total anual (m)

P : Precipitación total anual (m)

D : Pérdidas (m)

T : Temperatura media anual (°C)

E_s^* : Escorrentía total anual (mm)

P^* : Precipitación total anual (mm)

D^* : Pérdidas (mm)

Para cada año se obtuvo la escorrentía para cada método y luego se determinó el caudal medio anual para el 1958/59 al 2012/13, como se muestra en el Cuadro 6.4.

Cuadro 6.4. Resultados Qm anual modelos directos Precipitación-Escorrentía.

Relación Pp-Escorrentía	Grunsky	Peñuelas	Turc	Coutagne	Prom,
Qm anual (m ³ /s)	6,57	6,86	7,20	6,74	6,84

En el cuadro anterior se muestra el promedio de las distintas relaciones que corresponde a 6,84 m³/s, lo que verifica la consistencia del modelo. Los resultados se adjuntan en el ANEXO II.

6.4.2 Rendimiento de otras cuencas

El rendimiento obtenido para Chirre en bocatoma mediante la simulación se comparó con otras cuencas con control fluviométrico de la DGA, como se muestra en el Cuadro 6.5.

Cuadro 6.5. Rendimiento Chirre en bocatoma y otras cuencas DGA.

Control	A	Precipitación media anual	Caudal medio anual	Rendimiento
	km ²	mm	m ³ /s	l/s/km ² /mm
Bocatoma	72,14	3493,06	7,08	0,028
DGA Nilahue en Mayay	367,4	3910,0	37,03	0,026
DGA Río Blanco antes Curacautín	180,0	1992,2	7,44	0,021
DGA Allipén en Los Laureles	1660,2	3400,0	141,74	0,025

6.5. CURVAS DE VARIACION ESTACIONAL

A partir de los valores del Cuadro 6.3 se determinaron las curvas de variación estacional, las que se pueden observar en el Cuadro 6.6 y Figura 6.6. Además se presenta gráficamente en la Figura 6.7 la curva de duración para el caudal medio anual.

Cuadro 6.6. Curvas de Variación Estacional Captación Río Chirre (m³/s).

Pexc(%)	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
5	8,45	15,06	19,10	18,12	16,30	11,55	10,41	9,41	9,07	5,99	5,54	4,99
10	7,08	13,41	15,62	15,95	14,80	10,55	9,49	8,44	7,26	5,64	5,08	4,63
20	6,03	11,53	13,21	13,65	12,40	9,60	8,64	7,31	6,28	5,36	4,67	4,32
50	4,19	8,26	10,38	10,41	9,84	8,32	7,38	6,18	5,33	4,61	3,99	3,55
85	3,04	4,57	7,61	7,29	7,62	6,46	5,62	4,96	4,33	3,62	3,08	2,82
95	2,33	3,57	5,08	5,89	6,54	5,41	4,90	4,17	3,65	3,11	2,67	2,37

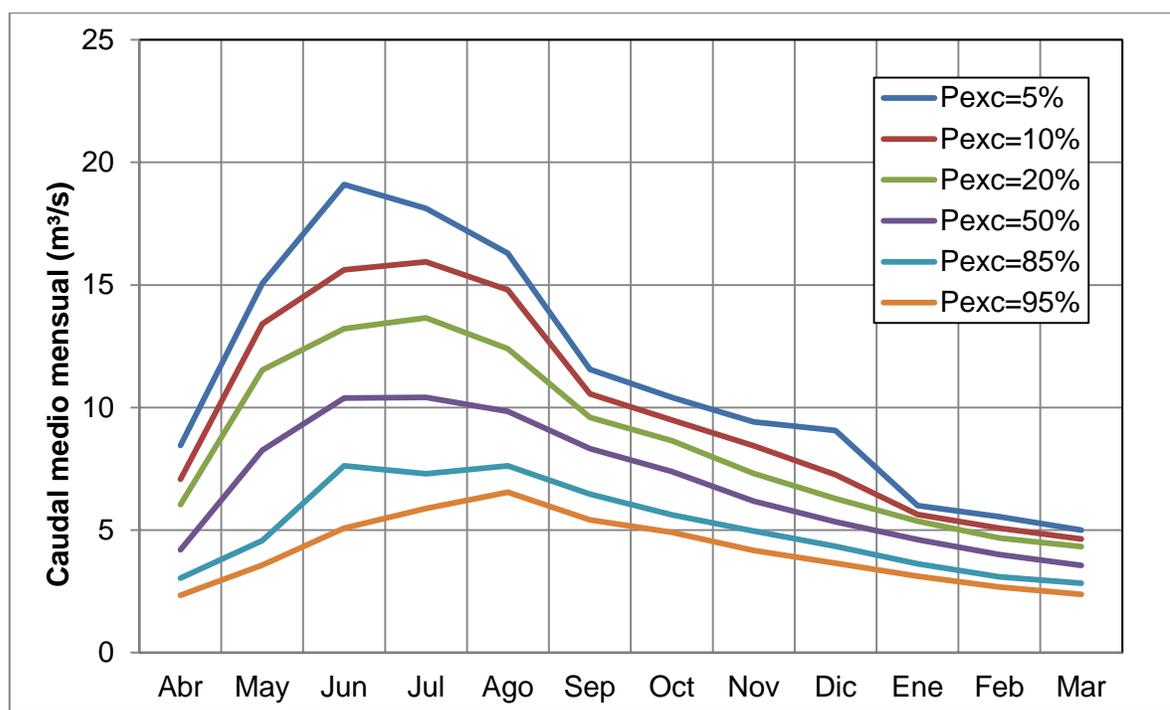


Figura 6.6. Curvas de Variación Estacional captación Chirre.

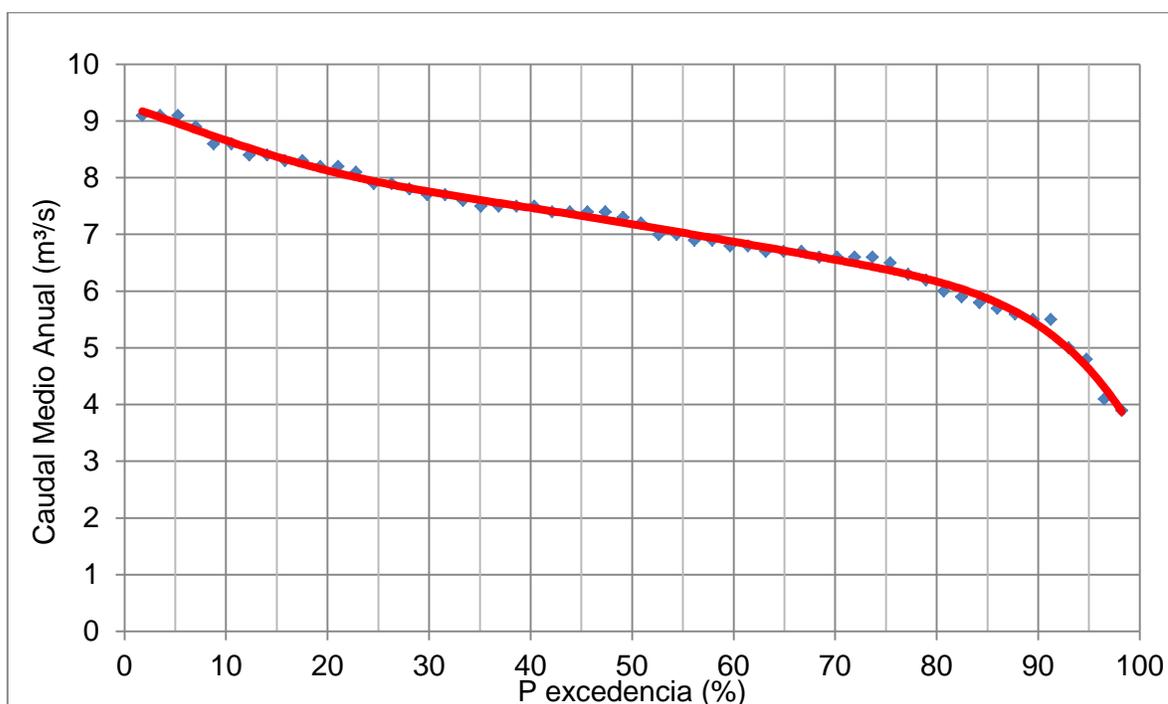


Figura 6.7. Curvas de duración $Q_{\text{medio anual}}$ captación Chirre.

6.6. CAUDALES MEDIOS MENSUALES DISPONIBLES PARA GENERACION

Para obtener los caudales generables de la central Chirre, es necesario limitar los caudales determinados en la bocatoma, considerando tanto el caudal ecológico como los derechos de agua concedidos por la Dirección General de Aguas, mediante la Resolución DGA IX Región N° 24 del 18 de junio de 2012.

Según esta resolución los caudales ecológicos y los derechos de agua concedidos son los siguientes:

Cuadro 6.7. Caudal Ecológico en captación Central Chirre.

Mes	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
$Q_{\text{ecológico}}(l/s)$	729	1121	1121	1121	1121	1121	1121	1121	1121	953	757	729

Cuadro 6.8. Derechos de Agua en captación Central Chirre.

Derechos	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Permanentes (l/s)	1961	4316	5000	5000	5000	5000	4540	4204	3251	2466	1961	1793

Los derechos eventuales que se otorgaron para la central, luego de una solicitud de ampliación de éstos a la DGA, corresponden a la totalidad del caudal que pase por el río descontando los derechos permanentes y el caudal ecológico.

A partir de estos valores se determinaron los caudales medios mensuales disponibles para la central Chirre. Los resultados se presentan en el Cuadro 6.9.

Cuadro 6.9. Caudales Medios Mensuales Disponibles para Central Chirre* (m³/s).

Año	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Annual
1958/59	5,87	11,08	12,28	13,68	9,28	8,68	6,48	5,38	4,48	4,05	3,84	4,07	7,43
1959/60	7,77	6,38	6,58	10,28	8,88	8,58	8,88	6,18	5,18	4,55	4,14	3,77	6,76
1960/61	3,67	5,78	10,88	11,88	9,08	7,28	6,68	5,38	4,58	4,45	4,14	3,77	6,46
1961/62	4,27	12,58	9,88	13,38	14,78	11,58	7,58	6,18	5,08	4,45	4,04	3,57	8,11
1962/63	3,37	3,18	7,48	5,08	14,38	7,18	5,38	5,28	4,48	4,05	3,74	3,57	5,60
1963/64	5,97	6,98	10,58	13,78	14,68	9,28	8,38	7,18	5,88	5,15	4,74	4,17	8,06
1964/65	3,97	8,88	7,28	7,28	10,18	8,78	6,28	5,28	6,28	4,85	5,04	4,47	6,55
1965/66	5,77	6,68	13,58	11,78	13,18	7,08	7,08	6,18	5,18	4,45	3,94	3,57	7,37
1966/67	6,27	10,08	17,48	11,48	9,28	7,18	6,48	5,68	7,78	5,35	5,04	4,67	8,06
1967/68	4,27	12,58	6,68	11,88	12,78	9,38	8,78	6,18	4,98	4,25	4,94	4,07	7,56
1968/69	4,07	6,98	6,48	5,88	7,18	6,48	6,38	5,58	5,58	4,45	3,94	3,47	5,54
1969/70	6,07	5,68	8,48	20,18	11,48	11,28	7,38	7,18	5,48	4,65	4,04	3,47	7,95
1970/71	4,37	9,88	8,78	10,58	9,28	7,88	5,78	5,08	4,88	4,25	3,84	3,77	6,53
1971/72	4,07	8,08	9,18	12,78	9,98	7,18	5,88	4,78	4,58	4,15	3,64	3,27	6,46
1972/73	3,07	12,78	8,38	10,08	9,48	8,38	7,58	5,48	4,48	3,95	3,54	3,07	6,69
1973/74	3,07	5,58	12,18	8,98	9,08	6,98	6,88	4,98	4,08	3,65	3,34	3,37	6,01
1974/75	2,97	7,28	13,58	7,18	6,58	5,48	4,38	3,78	3,28	2,95	2,84	2,57	5,24
1975/76	5,97	9,48	7,98	7,28	7,68	5,48	4,98	4,78	3,88	3,75	3,34	2,87	5,62
1976/77	2,47	4,28	10,88	9,28	5,98	6,48	6,38	5,18	5,78	4,35	3,74	3,17	5,66
1977/78	4,07	8,58	9,48	16,38	8,48	7,98	7,48	7,98	5,18	4,25	3,64	3,07	7,21
1978/79	2,57	5,98	7,38	17,48	7,08	10,08	8,38	7,78	5,18	4,25	3,64	3,07	6,91
1979/80	2,57	10,88	5,28	8,68	15,58	7,18	6,58	7,08	6,18	4,75	4,44	3,77	6,91
1980/81	10,27	13,68	10,38	9,88	9,98	7,18	5,18	4,28	4,18	5,25	3,84	3,57	7,31
1981/82	4,27	12,48	10,18	9,58	9,18	7,88	5,88	4,58	3,68	3,25	3,04	2,67	6,39
1982/83	2,57	10,48	8,78	11,78	9,78	7,58	7,38	5,28	4,18	3,45	3,04	2,67	6,41
1983/84	3,07	5,18	8,38	6,88	6,68	7,58	4,88	3,88	3,08	2,65	2,44	2,17	4,74
1984/85	2,57	9,28	10,48	9,58	5,98	7,08	8,48	4,98	3,98	3,25	2,84	2,67	5,93
1985/86	5,07	9,68	12,28	6,48	7,58	5,78	5,28	4,18	3,28	2,75	2,64	2,67	5,64
1986/87	6,37	8,78	10,08	7,28	11,18	6,18	5,48	5,78	4,08	3,35	2,94	2,67	6,18
1987/88	4,27	4,18	8,18	13,98	11,98	7,98	8,18	5,28	4,18	3,45	2,94	2,47	6,42
1988/89	2,97	2,88	5,98	4,38	7,28	4,68	4,58	3,48	2,88	2,45	2,14	1,87	3,80
1989/90	1,97	2,48	6,28	9,58	5,78	4,48	3,78	3,18	3,48	2,75	2,44	2,07	4,02
1990/91	3,87	8,98	8,58	7,18	6,98	8,88	7,28	5,18	3,98	3,25	2,74	2,27	5,76
1991/92	3,07	13,48	12,28	15,28	6,68	9,28	5,38	4,18	10,58	4,35	3,54	3,27	7,61
1992/93	5,47	3,78	19,28	8,78	6,08	9,28	7,48	4,78	3,68	3,05	2,54	2,17	6,36
1993/94	1,87	1,58	1,88	7,18	4,48	3,58	3,68	2,98	2,38	2,05	1,84	1,57	2,92
1994/95	1,77	3,28	7,38	7,18	4,88	6,08	6,68	4,58	3,78	3,35	2,84	2,37	4,51
1995/96	6,37	3,58	13,28	9,68	10,48	5,68	6,08	4,28	3,28	2,75	2,34	3,57	5,95
1996/97	3,77	6,88	4,68	4,78	7,88	4,58	4,48	4,48	3,48	3,45	3,04	2,47	4,50
1997/98	4,87	6,58	12,98	14,68	7,98	7,48	8,68	9,08	5,08	4,05	3,34	2,67	7,29
1998/99	2,17	3,78	3,68	4,48	6,28	4,08	3,18	2,58	2,08	1,85	1,64	1,57	3,11
1999/00	1,47	4,08	11,98	6,38	10,98	7,38	4,58	4,38	3,48	2,85	3,44	3,07	5,34

Cuadro 6.9. Caudales Medios Mensuales Disponibles para Central Chirre* (m³/s). Continuación.

Año	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Anual
2000/01	4,27	4,48	22,68	9,88	7,88	8,98	6,58	6,18	4,68	4,35	3,54	2,77	7,19
2001/02	2,87	8,18	10,98	14,08	7,38	5,38	4,48	3,68	2,88	2,35	2,04	3,07	5,61
2002/03	3,17	7,28	9,98	9,68	11,28	8,38	11,08	7,58	5,78	4,45	3,64	2,97	7,11
2003/04	3,17	3,48	13,28	7,28	6,58	7,98	5,48	6,18	5,38	3,85	3,14	2,57	5,70
2004/05	7,17	2,88	14,98	10,08	9,58	6,48	7,88	5,58	4,28	3,45	2,84	2,47	6,47
2005/06	2,77	16,38	10,48	8,98	8,88	5,68	4,48	8,88	4,08	3,65	3,14	2,87	6,69
2006/07	5,57	4,98	15,38	9,28	7,98	7,48	6,88	4,58	4,78	3,55	2,84	2,27	6,30
2007/08	3,37	3,18	5,08	10,18	6,18	5,18	7,28	4,18	3,28	2,65	2,24	1,77	4,55
2008/09	1,57	10,78	5,58	14,28	16,18	5,68	4,48	3,58	2,78	2,25	1,94	1,57	5,89
2009/10	1,57	10,58	7,98	5,08	13,48	5,78	6,68	5,58	3,98	3,25	2,74	2,77	5,79
2010/11	2,37	2,68	8,48	8,58	9,88	5,18	4,38	3,98	3,18	2,75	2,34	1,97	4,65
2011/12	3,07	4,78	7,68	5,98	7,98	8,58	5,08	4,38	3,28	2,65	3,54	2,67	4,97
2012/13	2,67	8,08	11,18	9,08	7,08	5,68	3,98	2,98	8,68	3,45	2,94	2,37	5,68
2013/14	3,47	8,78	7,18	6,08	7,78	6,98	4,58	4,08	3,08	2,45	2,04	1,87	4,86
Promedio	3,97	7,32	9,84	9,87	9,14	7,18	6,28	5,22	4,51	3,66	3,28	2,93	6,10
Máximo	10,27	16,38	22,68	20,18	16,18	11,58	11,08	9,08	10,58	5,35	5,04	4,67	8,11
Mínimo	1,47	1,58	1,88	4,38	4,48	3,58	3,18	2,58	2,08	1,85	1,64	1,57	2,92

*: Descontado caudal ecológico

Para la central se ha adoptado un caudal de diseño de 6,5 m³/s, valor sobre el promedio anual del Cuadro 6.9.

6.7. CÁLCULO DE LOS CAUDALES MÁXIMOS DE CRECIDAS

Para el cálculo de los caudales máximos de crecidas, al no contar con ningún tipo de información fluviométrica, se emplearon una serie de metodologías que basadas en la publicación “Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica”, de la Dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas (DGA 1995), las cuales se describen a continuación.

6.7.1 Formula Racional

Para el cálculo de los caudales provenientes de aguas lluvia, en cuencas no controladas, se recomienda el uso de la Fórmula Racional para estimar el caudal aportante en los puntos de control definidos. La expresión es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6}$$

Donde:

Q : Caudal generado en la cuenca (m³/s).

C : Coeficiente de escorrentía.

I : Intensidad media de la precipitación para t =Tc (mm/h).

A : Área de la cuenca tributaria (km²).

T_c : Tiempo de concentración de la cuenca (horas)

Por otro lado también se emplearán otros coeficientes de escorrentía, de acuerdo a lo indicado en el texto Hidrología Aplicada, Chow (1988) [30]. Conjuntamente con lo anterior, se ha utilizado el método de la Curva Número del SCS [31].

Los valores obtenidos son los siguientes:

Cuadro 6.10. Coeficiente de Escorrentía C

T (AÑOS)	CHOW (1988)	CN (SCS)	Relación
	(1)	(2)	(2)/(1)
10	0,412	0,497	121%
20	0,447	0,534	119%
25	0,452	0,545	121%
50	0,482	0,573	119%
100	0,522	0,599	115%
200	0,544	0,62	114%
250	0,554	0,626	113%
500	0,583	0,645	110%

Al comparar estos valores, se observa una diferencia de 10% a 21% para los valores de C, por lo que adoptando un criterio seguro, se ha optado por los resultados de la segunda metodología de cálculo.

6.7.2 Fórmula Verni y King

Este método relaciona el caudal instantáneo máximo, en m³/s, de una crecida con la precipitación diaria máxima, en mm y área pluvial, en km², a través de una relación de potencias.

$$Q=0,00615 \cdot A^{0,88} \cdot (P_{24})^{1,24}$$

La base de la aplicación de los dos métodos de estimación de crecidas es la precipitación máxima caída como promedio sobre la cuenca.

6.7.3 Método Verni y King Modificado

A la fórmula original de Verni y King, se le ha agregado un coeficiente empírico que varía según el periodo de retorno, obtenido a partir del estudio de 130 estaciones limnigráficas ubicadas entre las regiones III^a y X^a del país, ambas incluidas. La expresión es la siguiente:

$$Q(T)=C(T) \cdot 0,00618 \cdot A^{0,88} \cdot (P_{24}^T)^{1,24}$$

donde:

$Q(T)$: Caudal instantáneo máximo asociado al período de retorno T años (m^3/s).

$C(T)$: Coeficiente empírico de periodo de retorno T (años).

P_{24}^T : Precipitación máxima en 24 horas asociada al período de retorno T años (mm).

A : Área de la cuenca tributaria (km^2).

Adicionalmente se empleará el método Verni y King sin modificar.

6.7.4 Método DGA-AC

Este método, recomendado por la DGA, consiste en determinar una curva de frecuencias para el caudal instantáneo máximo de la cuenca. En primer lugar se debe definir la zona homogénea a la cual pertenece la cuenca estudiada, luego se determina la curva de frecuencias de la cuenca para la variable caudal medio diario máximo; finalmente dicha curva se convierte a la correspondiente curva de caudales instantáneos máximos, a través de la determinación de un factor de conversión apropiado para la cuenca en estudio.

Por último se calcula el caudal medio diario máximo asociado a un periodo de retorno de 10 años, para ponderarlo con la curva de frecuencias de la cuenca para obtener los caudales requeridos.

6.7.5 Datos para la aplicación de los Métodos

A continuación se describen los datos necesarios para realizar los cálculos de crecidas.

A. Área de las cuencas

Ya obtenida del capítulo anterior.

B. Coeficiente de escorrentía

En el caso de la Fórmula Racional Modificada, es necesario determinar el coeficiente de escorrentía C . Este coeficiente frecuentemente se considera constante, es decir independiente del período de retorno T . En este caso C es función del período de retorno T , de acuerdo a lo indicado en el manual. Según esta publicación con $C(T=10$ años) obtenido de la Tabla 3.27 del manual se pueden calcular los valores de $C(T)$ mediante la ponderación entre éste y los valores empíricos para la zona de estudio, obtenidos de la Tabla 3.26 del mismo manual. En ambas tablas se consideraron los valores correspondientes a la IX región, ya que es la zona más próxima al estudio. Los valores de $C(T)$ obtenidos están en el siguiente cuadro:

Cuadro 6.11. Coeficiente de escorrentía.

T (años)	2	5	10	20	25	50	100	200	250	500
C (T)	0,288	0,286	0,280	0,274	0,274	0,272	0,262	0,260	0,259	0,258

C. Cálculo de la Intensidad Media Máxima

Otro aspecto importante en la aplicación de la Fórmula Racional es la determinación de la Intensidad Media Máxima de la lluvia para un tiempo $t = T_c$. La expresión corresponde a:

$$I = \frac{P_{\text{máx}}^T}{t}$$

En el caso de la Fórmula Racional, el cálculo de la precipitación máxima en "t" horas se realizó utilizando la siguiente expresión:

$$P_{\text{máx}}(t) = C_D(t) \cdot P_{\text{máx}}(24)$$

Para determinar el coeficiente de duración se utilizó la información correspondiente a la estación más cercana a la zona del estudio (Ensenada X Región), publicados en la Tabla 2.2 del manual. Los valores son:

Cuadro 6.12. Coeficiente de duración C_d .

t (h)	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
CD	0,166	0,233	0,349	0,468	0,543	0,610	0,676	0,735	0,861	1,000

D. Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración T_c de una cuenca, expresado en horas, se puede obtener mediante las siguientes expresiones, de acuerdo con lo indicado en los textos de hidrología:

- Fórmula de California:

$$T_c = 0,95 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

- Fórmula de Giandotti:

$$\frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m}} ; \text{ con } \frac{L}{3,6} \geq T_c \geq \frac{L}{5,4}$$

- Fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0,0195 \frac{L^{*0,77}}{S^{0,385}}$$

- Fórmula de Ventura-Heras:

$$T_c = 0,05 \cdot \left(\frac{A}{I} \right)^{0,5}$$

- Fórmula de Témez:

$$T_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,75}$$

En estas expresiones los parámetros que aparecen son los siguientes:

L : Longitud del cauce principal (km).

L* : Longitud desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de aguas (km).

H : Diferencia de altura, en metros, entre el punto más elevado de la cuenca y el punto de descarga (m).

H_m : Elevación media de la cuenca (m),

I : Pendiente del cauce principal (m/m).

S : Pendiente del cauce de la cuenca (m/m).

A : Área cuenca (km).

Una vez calculados el T_c con cada uno de los métodos, se compararon adoptándose un valor representativo de la cuenca, los resultados se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro 6.13. Resultados y T_c adoptado.

Fórmula	California	Vent-Heras	Témez	Kirpich	Promedio	Adoptado
T _c (horas)	1,42	2,24	1,87	2,00	1,88	2,00

Se ha omitido el resultado de la expresión de Giandotti por no encontrarse dentro del rango válido para T_c.

E. Determinación del coeficiente C(T) del método de Verni y King:

Para estos efectos se utilizó se utilizó el coeficiente de la IX región por ser la más cercana al estudio, cuyo valor, C(T₌₁₀)=0,89, se obtuvo de la Tabla 3.25 del manual. Luego a partir de la Tabla 3.26 se obtiene el coeficiente para cada periodo de retorno.

Cuadro 6.14. Curva de frecuencia coeficiente empírico método Verni-King modificado.

T años	C(T)/C(10)	C(T)
2	1,030	0,917
5	1,020	0,908
10	1,000	0,890
20	0,980	0,872
25	0,980	0,872
50	0,970	0,863
100	0,935	0,832
200	0,930*	0,828
250	0,925*	0,823
500	0,920*	0,819

*Valores extrapolados

F. Parámetros del Método DGA-AC:

Primero se define la zona homogénea la cual corresponde a la cuenca del río Bueno y Valdivia (ex-X región). A partir del manual se emplea la Tabla 3.21 que tiene la curva de frecuencias de caudales medios diarios máximos que se presenta a continuación:

Cuadro 6.15. Curva de frecuencia de caudales medios diarios máximos zona homogénea Xp-Gumbel (Cuenca Río Bueno y Valdivia).

Periodo de Retorno T (años)	Q(T)/Q(10)		
	Media	Máx	Min
2	0,66	0,69	0,64
5	0,87	0,88	0,86
10	1,00	1,00	1,00
20	1,13	1,14	1,12
25	1,17	1,18	1,16
50	1,29	1,32	1,27
75	1,37	1,40	1,34
100	1,42	1,45	1,39
200		1,59*	
250		1,63*	
500		1,76*	

*Valores extrapolados

Luego para la misma zona homogénea se busca el factor de conversión α para convertir los valores de caudales medios diarios máximos del Cuadro 6.15 a caudales instantáneos máximos. A partir de la Tabla 3.24 del manual, para la zona homogénea Xp, se tiene que el valor de conversión corresponde a $\alpha = 1,22$, obteniendo lo siguiente:

Cuadro 6.16. Curva de frecuencia caudales instantáneos máximos zona homogénea Xp.

Periodo de Retorno T	Q(T)/Q(10)
(años)	Máx
2	0,842
5	1,074
10	1,220
20	1,391
25	1,440
50	1,610
75	1,708
100	1,769
200	1,936
250	1,989
500	2,153

Por último se calcula el caudal $Q(T = 10)$ mediante el uso de la siguiente formula empírica válida para regiones entre la VII y IX región:

$$Q(10) = 2 \cdot 10^{-3} \cdot A^{0,973} \cdot (P_{24}^{10})^{1,224}$$

Con este valor se pondera la tabla anterior obteniéndose los caudales instantáneos máximos asociados a cada periodo de retorno.

G. Precipitación Máxima en 24 Horas ($P_{\text{máx}}(24)$)

Para determinar las precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno, se utilizó los mapas de isoyetas de valores extremos de la DGA para obtener la precipitación máxima en la zona para un período de retorno de 10 años, como se muestra en la figura a continuación.

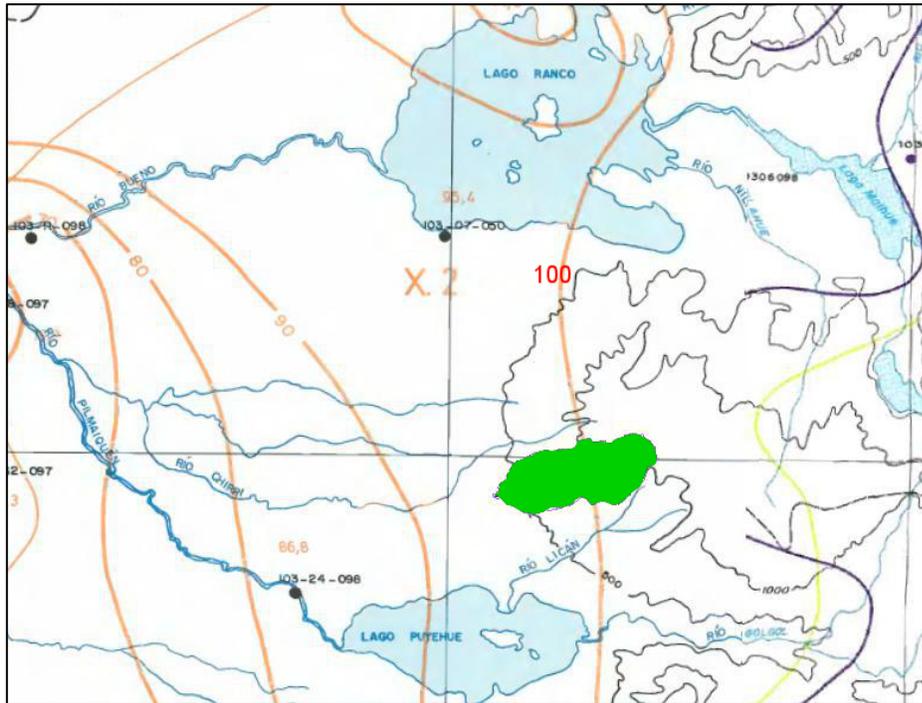


Figura 6.8. Ubicación cuenca CH Chirre en mapa Isoyetas Precipitación máxima (DGA).

En base a lo anterior se adoptó el valor de $P_{24}^{10} = 100$ mm.

A partir de la Tabla 2.3 del manual se obtuvieron los valores para los coeficientes de frecuencias para la zona homogénea de Petrohué, que corresponde a la zona más cercana al estudio.

Cuadro 6.17. Coeficientes de Frecuencia para Petrohué.

T (años)	CF(T)
2	0,719
5	0,893
10	1,000
20	1,099
50	1,215
100	1,312
200	1,428*
250	1,461*
500	1,564*

*Valores extrapolados

Las precipitaciones máximas en 24 horas se estiman amplificando los valores anteriores por un factor, que en promedio se toma como $K = 1,1$, de acuerdo con lo recomendado por el Manual de Carreteras del MOP.

Los valores obtenidos se presentan en el Cuadro 6.18.

Cuadro 6.18. Precipitaciones máximas 24 horas zona Central Chirre.

T años	Pmax 24h mm	K· Pmax 24h mm
2	71,9	79,1
5	89,3	98,2
10	100,0	110,0
20	109,9	120,9
25	111,9	123,1
50	121,5	133,7
100	131,2	144,3
200	142,8	157,0
250	146,1	160,7
500	156,4	172,0

6.8. RESULTADOS DE LOS CAUDALES MÁXIMOS DE CRECIDAS

Se ha realizado un estudio de crecidas en la cuenca del río Chirre, requerido para el diseño de la bocatoma de central Chirre. Se han empleado tres procedimientos de cálculo, los que, de acuerdo con los resultados obtenidos, se aprecia que el método DGA-AC se encuentra distante de los resultados de los otros métodos. La fórmula racional DGA y el método Verni-King modificado no presentan diferencias significativas en los valores obtenidos para períodos de retorno comprendidos entre 10 y 100 años. Adicionalmente se calcularon las crecidas por el método de Verni King (no modificado) y por la fórmula racional (con el método de la curva número)

El resumen de resultados se presenta a continuación, en el Cuadro 6.19 y en el gráfico de la Figura 6.9.

Cuadro 6.19. Resumen de resultados crecidas en captación.

T (años)	Caudal Método (m ³ /s)				
	DGA-AC	Racional DGA	Racional CN	Verni-King Modif.	Verni-King
2	34,14	53,29	-	55,26	60,28
5	43,54	65,55	-	71,59	78,86
10	49,48	71,96	127,73	80,76	90,75
20	56,40	77,51	137,24	88,98	102,02
25	58,38	78,90	140,07	90,96	104,29
50	65,31	84,81	147,27	99,74	115,53
100	71,74	87,81	153,95	105,75	127,08
200	78,52	95,54	159,35	116,79	141,10
250	80,67	97,76	160,89	119,51	145,17
500	87,32	104,65	165,77	129,34	157,96

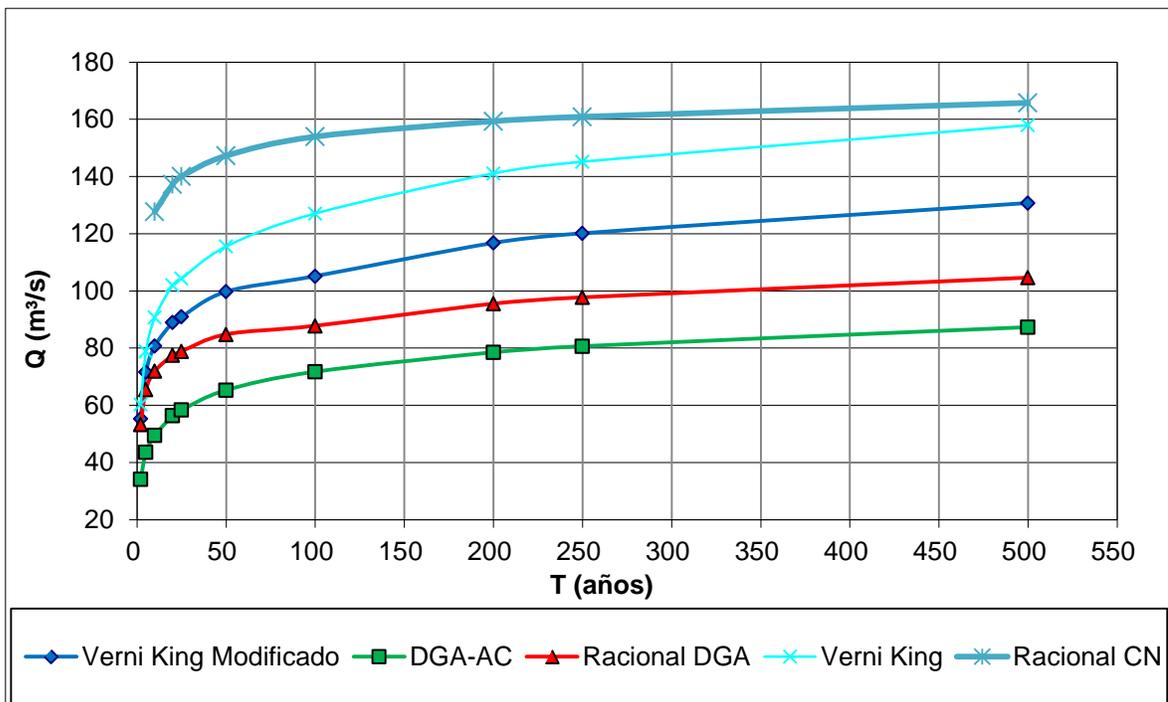


Figura 6.9. Resumen de resultados crecidas en captación.

Por seguridad, y para tampoco sobreestimar las crecidas, se adoptará que el valor de las crecidas corresponde al promedio entre la fórmula Racional CN con el método de Verni-King sin modificar que son las que entregan los valores más elevados.

Cuadro 6.20. Caudales de crecidas adoptados

T (años)	Caudal (m³/s)
2	60,28
5	78,86
10	109,24
20	119,63
25	122,18
50	131,4
100	140,52
200	150,23
250	153,03
500	161,87

7. DISEÑO DE LA CENTRAL

El caudal de diseño de la central se adoptó en $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$, valor con el cual se tiene un factor de planta de $f_p = 0,67$.

Con la topografía y la ubicación de los puntos de captación y restitución fue posible definir los tipos obras más apropiados y, desde una visión general, más económicos. La alternativa que se ve más clara mostró la conveniencia de construir, aguas abajo de la bocatoma, un canal de aducción de hormigón de sección rectangular, cerrado, de 260 m de longitud, para que el camino de acceso a la bocatoma se encuentre sobre él. Luego un tramo en una tubería de acero de unos 200 m de longitud, anclado a la ladera del cerro, con escurrimiento libre a fin de evitar grandes volúmenes de excavación que se darían en este tramo. Terminando la tubería sigue un canal trapecial en tierra de 420 m de longitud. Desde la cámara de carga una tubería en presión de conducirá las aguas hasta la casa de máquinas donde posterior a la generación se devolverán las aguas al río Chirre.

La bocatoma que se ubicará en el río Chirre, consiste en una barrera fija y una barrera móvil (canal desripiador con una compuerta plana) y una obra de toma ubicada al costado derecho de la bocatoma.

La barrera fija estará formada por un muro vertedero de hormigón y estará ubicada al costado izquierdo del río, el cual quedará totalmente cerrado con el muro y el canal desripiador y su compuerta, en el costado derecho. Tanto el muro vertedero como la compuerta crearán la poza desde donde captará las aguas la obra de toma, la cual en su inicio tendrá una reja y una compuerta de servicio, luego de una transición entregará las aguas al canal de aducción.

A un costado de la barrera se instalará una escalera de peces de hendidura vertical la cual estará diseñada para la fauna íctica del río Chirre.

El canal de aducción tendrá una longitud de 880 m de longitud; como se mencionó anteriormente, los primeros 260 m del trazado del canal serán de hormigón con sección rectangular. Luego, un tramo de unos 200 m en una tubería con escurrimiento libre, para luego continuar en un canal trapecial de tierra abierto de 420 m de longitud. Al final del canal de aducción, quedará ubicada la cámara de carga.

La cámara de carga de la central permitirá la transición entre el escurrimiento libre en el canal y el escurrimiento en presión en la tubería. Las dimensiones de la cámara de carga son tales que la tubería en presión tendrá una sumergencia que impida la formación de vórtices y entrada de aire a ella. Se ha diseñado una transición a la tubería en presión; al inicio de ella se ubicará la reja fina que impedirá la entrada de basuras y sólidos mayores de 3 cm.

Al costado izquierdo de la cámara de carga se ubica el vertedero lateral de seguridad, que permite desviar el caudal hacia el río Chirre cuando ocurre un rechazo de carga de la central. El vertedero lateral descargará las aguas a la obra de seguridad que está compuesta por un canal colector y un rápido endentado que disipa la energía y entrega las aguas al río.

En el extremo de la cámara de carga se inicia la tubería en presión de 1,8 m de diámetro; esta tubería será de acero y termina en la turbina ubicada en la casa de máquinas.

La tubería irá enterrada de manera de protegerla con un recubrimiento mínimo sobre la clave de 0,70 m.

La ubicación en elevación de la casa de máquinas, se definió a partir del nivel de energía en el canal de devolución, que se fijó en un metro bajo el eje de la turbina, de tal manera de quedar en el rango de altura de succión indicado por el posible fabricante de la turbina que utilizará la central.

En la casa de máquinas quedará instalado el grupo turbogenerador que consiste en una turbina Ossberger y su correspondiente generador, lugar donde también se instalarán el resto de los equipos. Se dispondrá de un puente grúa de 5 toneladas para mover los equipos menores hasta el patio de montaje. El montaje de los equipos mayores se hará antes de construir su techo, el cual también podrá eventualmente ser desarmado si es necesario retirar los equipos de generación que serán instalados.

7.1. DISEÑO HIDRAULICO DE LA BARRERA

7.1.1 Descripción

La barrera de cierre del río se compone de un muro vertedero de hormigón (barrera fija) y de un canal desripiador con la compuerta de sector (barrera móvil).

En la ribera izquierda se diseñó el muro vertedero de 27 m de longitud y de 2,5 m de altura con respecto al nivel más bajo del fondo del río que es 375 msnm; el umbral del muro (parte superior) tiene la elevación 377,5 msnm.

El caudal en el canal desripiador se controla con una compuerta de sector de 2,50 m de ancho y 3,00 m de alto, la compuerta estará apoyada en dos machones de 0,50 m de ancho cada uno. El sello inferior de la compuerta está a la cota 375 msnm y los machones se coronan a la cota 380,0 msnm, lo que da una altura de muros de 5,0 m.

Una vez construida la barrera, la poza formada tendrá, durante la operación de la central, un nivel de 377,5 msnm, es decir la cota del umbral del vertedero. En estas condiciones el volumen de la poza es aproximadamente de 1600 m³.

Para el mantenimiento de la compuerta de sector se contará con un juego de tableros que se colocarán aguas arriba y abajo de la compuerta.

7.1.2 Crecidas de diseño

El criterio de diseño según la DGA para una bocatoma consiste en definir las elevaciones y dimensiones de las obras de manera que pase el caudal de la crecida 1:250 años, con una revancha de 1,0 m, con la compuerta desripiadora abierta. El criterio de verificación se hace para dos condiciones: el caudal para la misma crecida 1:250 años, con la compuerta desripiadora cerrada, es decir que la crecida pase

íntegramente por el muro vertedero y, para que pase la crecida de 1:500 años con la compuerta abierta y vertiendo también sobre el muro vertedero.

7.1.3 Funcionamiento del Vertedero

A. Curva de descarga

La curva de descarga del vertedero está condicionada por la altura de la barrera fija, el talud del paramento aguas arriba del muro (en este caso vertical) y por el grado de sumergencia respecto a los niveles que se den aguas abajo. La carga de diseño del vertedero se determina considerando el caudal de 153 m³/s para T=250 años, es decir todo el caudal pasando por el vertedero. El diseño del vertedero sigue lo indicado en las fórmulas y gráficos del libro "Diseño de Presas Pequeñas" (USBR, 3era edición 1987).

Los vertederos poseen un coeficiente empírico "C₀" que permite calcular el caudal "Q" que pasa por el vertedero, en función de la carga "H" y de su longitud "L" mediante la siguiente expresión:

$$Q=C_0 \cdot L \cdot H_0^{3/2}$$

Para obtener la carga de diseño se ha recurrido al gráfico de la Figura 7.1 del libro citado, en que se tienen los valores del coeficiente de gasto C₀ (de diseño) en función de la altura de la barrera P y la carga de diseño H₀.

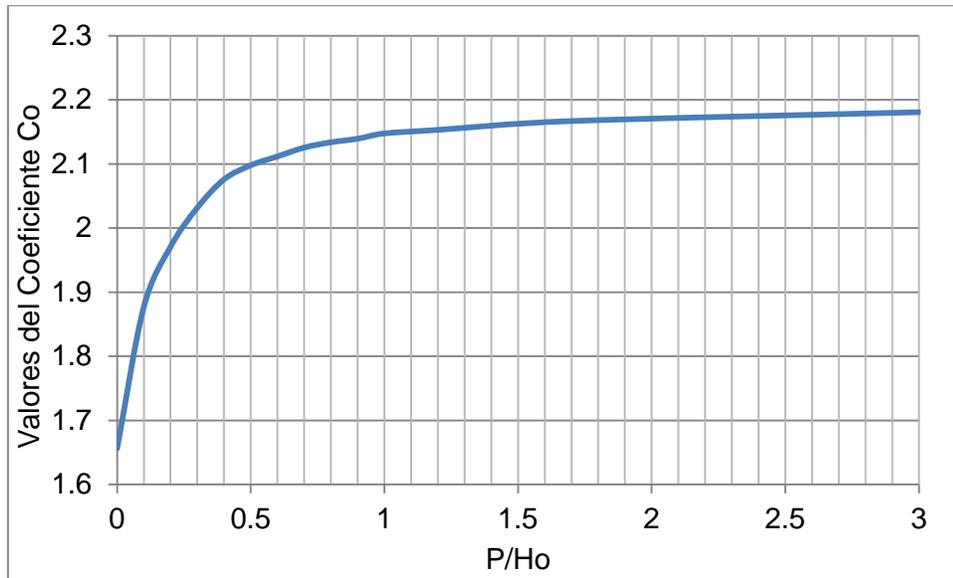


Figura 7.1. Coeficientes de descarga para vertederos en pared vertical.

El fondo está en la cota 375,0 msnm, mientras que el umbral del vertedero está en la cota 377,5 msnm.

Luego:

$$P = 2,5 \text{ m}$$

$$Q = 153 \text{ m}^3/\text{s}$$

Mediante un cálculo iterativo se determina el coeficiente de gasto y la carga de diseño del vertedero:

$$C_0 = 2,15 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$$

$$H_0 = 1,90 \text{ m}$$

Para obtener la carga sobre la cresta del vertedero para otros caudales distintos al de diseño se recurre al gráfico de la Figura 7.2 el cual da los coeficientes de descarga para cargas distintas a la de diseño.

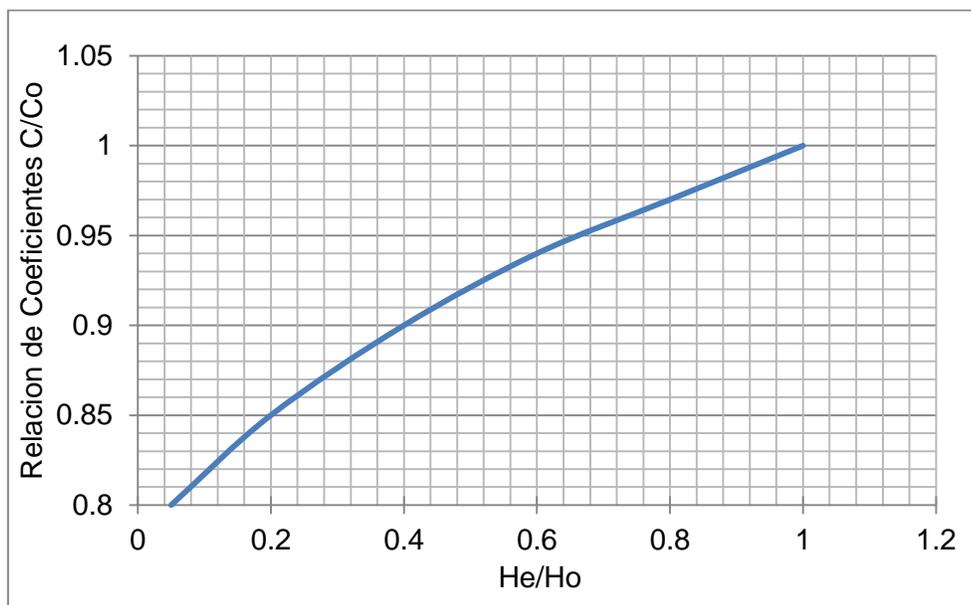


Figura 7.2. Coeficientes de descarga para cargas distintas a la de diseño.

donde:

H_0 : carga de diseño (para $T=250$ años: $153 \text{ m}^3/\text{s}$).

C_0 : coeficiente de descarga para la carga de diseño.

H_e : carga distinta a la de diseño.

C : coeficiente de descarga para H_e .

La curva de descarga del muro vertedero se muestra en la Figura 7.3.

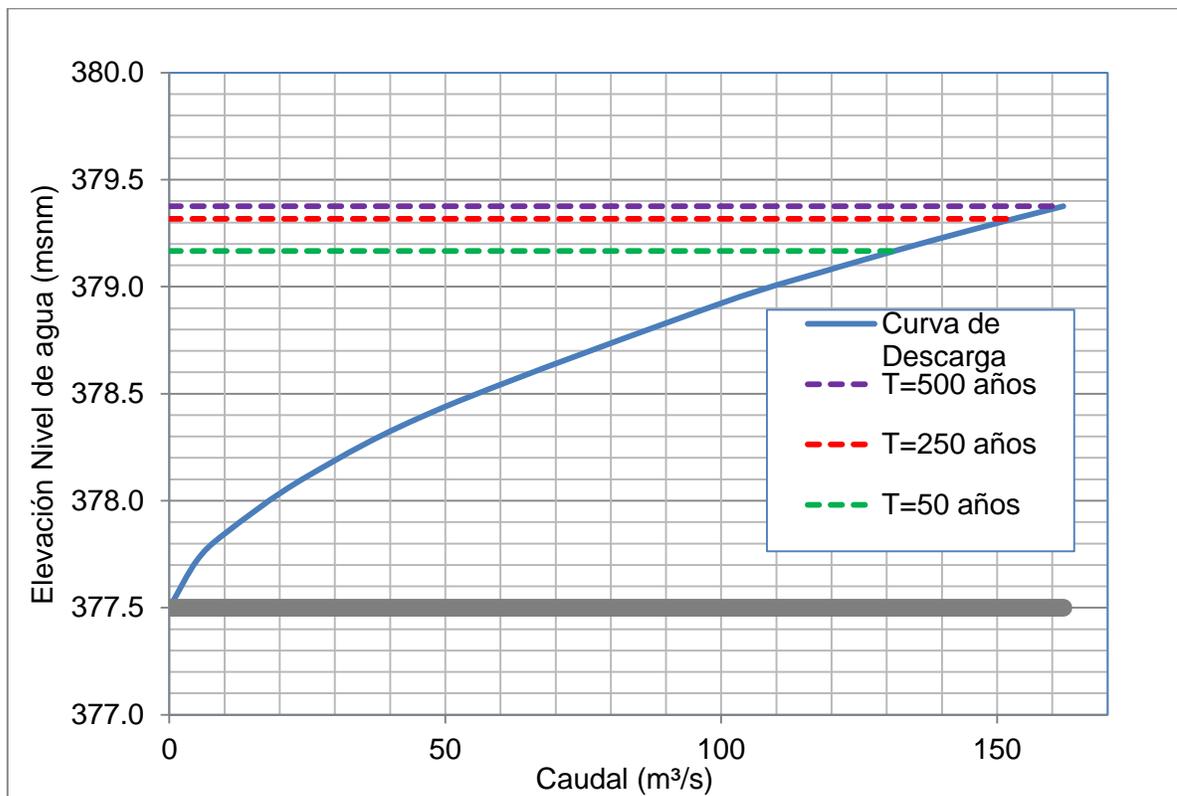


Figura 7.3. Curva de Descarga del Muro Vertedero.

Cuadro 7.1. Valores Curva de descarga Vertedero.

T	años	500	250	200	100	50	25	20
Q	m ³ /s	162	153	150	140,52	131,4	122,18	119,63
Zf	msnm	375	375	375	375	375	375	375
Zu	msnm	377,5	377,5	377,5	377,5	377,5	377,5	377,5
L	m	27	27	27	27	27	27	27
P	m	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
He	m	1,97	1,90	1,88	1,81	1,74	1,66	1,64
q	m ³ /s/m	6,00	5,67	5,56	5,2	4,87	4,53	4,43
ha	m	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06
Zhe	msnm	379,38	379,32	379,3	379,23	379,17	379,1	379,08
ZHe	msnm	379,47	379,41	379,38	379,31	379,24	379,16	379,14

donde:

Q : Caudal para cada periodo de retorno

Zfv : Cota de fondo del vertedero

Zuv : Cota de umbral del vertedero

L : Longitud del vertedero

P : Altura del vertedero

- He : Carga sobre el vertedero
- q : Caudal unitario sobre el vertedero
- ha : Altura de velocidad
- he : Altura de escurrimiento sobre el vertedero
- Zhe : Cota de escurrimiento sobre el vertedero
- ZHe : Cota de carga sobre el vertedro

B. Condición de Ahogamiento (Grado de Sumergencia)

La condición de ahogamiento ha sido verificada para los caudales con periodos de retorno de diseño correspondientes a 250 y 500 años, es decir 131, 153 y 162 m³/s. Esta condición se ha determinado con el gráfico de la Figura 7.4 que muestra la relación de los coeficientes de descarga debido al efecto de la altura de la descarga aguas abajo.

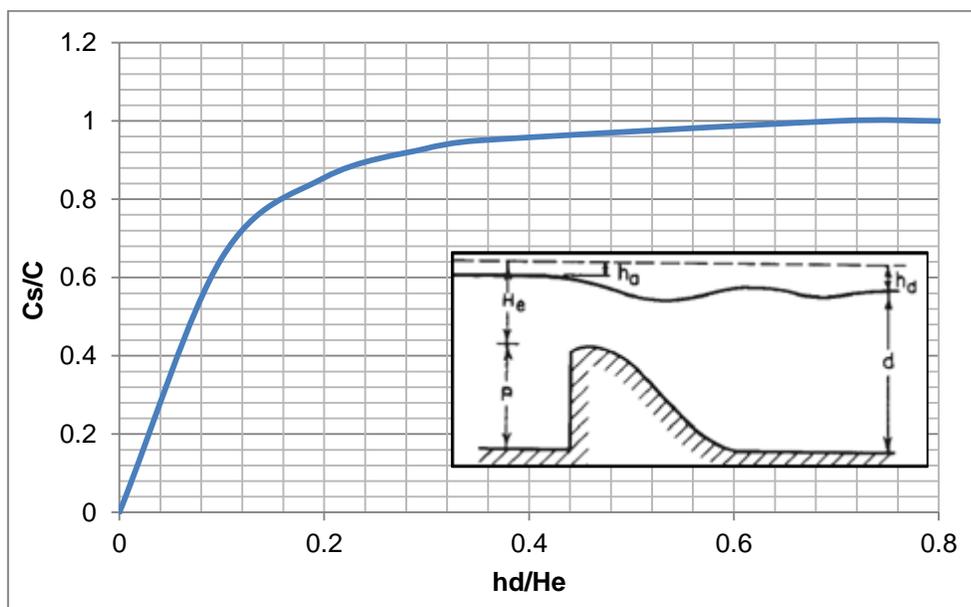


Figura 7.4. Relación coeficientes de descarga debido al efecto de la Sumergencia.

De acuerdo a los resultados obtenidos con el modelo HEC-RAS, las profundidades del escurrimiento inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, para los distintos periodos de retorno considerados, son las siguientes:

Cuadro 7.2. Resultados HEC-RAS inmediatamente aguas abajo de la bocatoma Perfil P7

Descripción	Q	Cota Fondo	Cota Agua (Zd)	Cota Bernoulli	Velocidad del Flujo	NºFroude
(-)	(m ³ /s)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(m/s)	(-)
T250	153.0	374,90	377.94	377.09	2.89	0.53
T500	162	374.90	378.02	377.15	2.96	0.54

A partir de los valores del Cuadro 7.1, Cuadro 7.2 y Figura 7.4 se obtienen los resultados para h_d/H_e y C_s/C los que se muestran en Cuadro 7.3.

Cuadro 7.3. Resultados para h_d/H_e y C_s/C

T (años)	Q (m ³ /s)	He (m)	Zhe (msnm)	Zd (msnm)	hd (m)	hd/He (-)	Cs/C (-)
250	153.0	1.90	379.41	377.94	1.47	0.77	1.00
500	162.0	1.97	379.47	378.02	1.45	0.74	1.00

De lo anterior el valor de $C_s/C = 1$ para ambos periodos de retorno, por lo tanto no existe influencia por aguas abajo.

Los resultados completos de la modelación en HEC-RAS se encuentran en el ANEXO III.

La forma del vertedero, específicamente, la parametrización de las curvas se detalla en el ANEXO IV: Forma de la presa vertedora.

7.1.4 DISIPADOR DE ENERGÍA

Inmediatamente aguas abajo del muro vertedero se diseñó un colchón disipador de energía del tipo USBR III, el cual se diseñó para un caudal de 153 m³/s con un periodo de retorno de 250 años.

Se ha optado por este tipo de disipador ya que cumple con el rango de velocidad admisible, máximo de 18,3 m/s en la entrada (en este caso 9,72 m/s) y con la condición de caudal máximo por unidad de ancho, $q_{max}=18,6$ m³/s/m (en este caso 5,6 m³/s/m), según el criterio de Peterka [33]. La otra ventaja de este tipo de disipador es que es más corto respecto a los del tipo USBR I y USBR II.

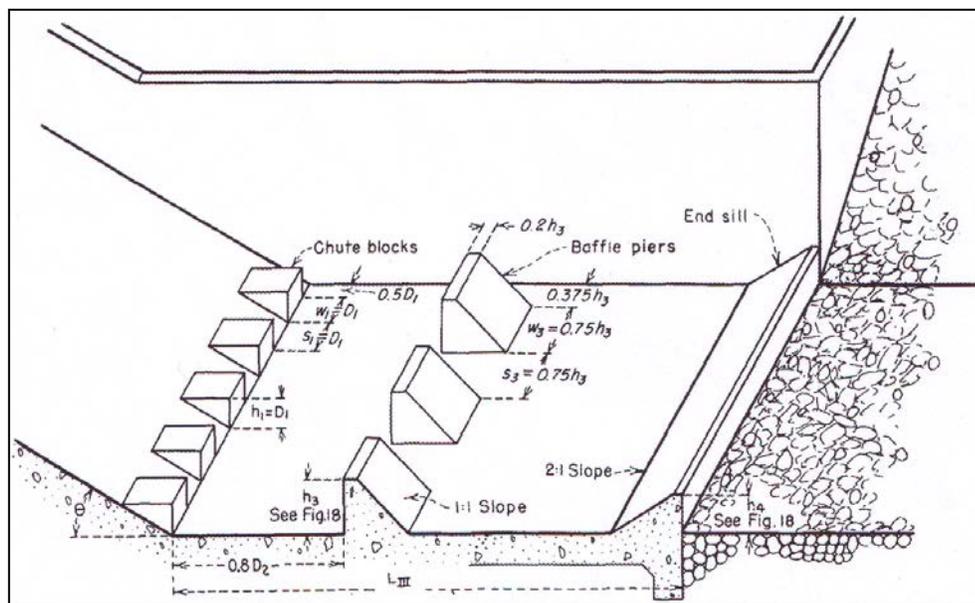


Figura 7.5. Disipador de Energía tipo USBR III [32].

La carga de diseño sobre el umbral de la barrera vertedora (377,5 msnm) es de $H_o=1,90$ m. El umbral del colchón disipador se sitúa en la cota 374 msnm. Para el cálculo de la altura del flujo que llega a la entrada del colchón disipador (d_1) se asume que no existen pérdidas de energía.

La finalidad del colchón disipador es formar un resalto hidráulico (transición de régimen de torrente a régimen de río) en el cual se provoca una pérdida de energía en el flujo.

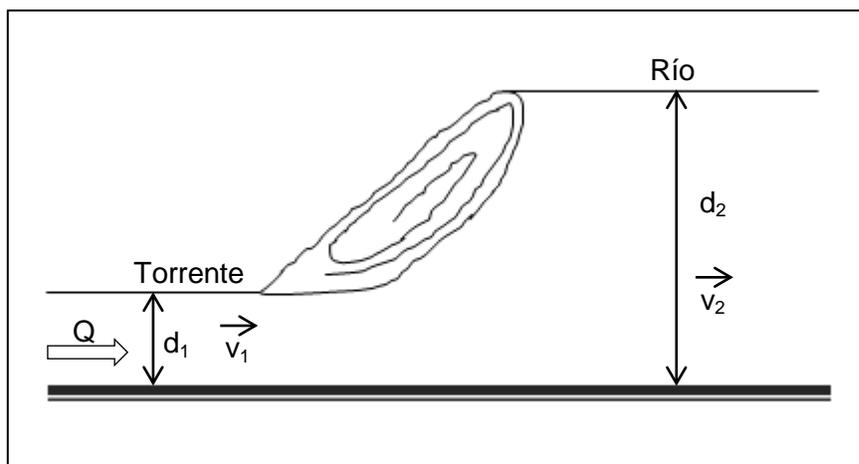


Figura 7.6. Resalto hidráulico.

La altura conjugada del resalto en este caso corresponde a la altura del régimen subcrítico (d_2), se determina con la siguiente expresión:

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2} \right)$$

donde:

d_1 : Altura de régimen supercrítico del flujo

d_2 : Altura régimen subcrítico del flujo

F_1 : Número de Froude para el escurrimiento supercrítico $F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$

El resultado para la altura conjugada “ d_2 ” se muestra en Cuadro 7.4.

Cuadro 7.4. Resultado altura conjugada d_2 .

Parámetro	Valor	Unidad
d_1	0,58	m
v_1	9,72	m/s
F_1	4,07	-
d_2	3,07	m

Para el cálculo de la longitud del disipador (L_{III} de la Figura 7.6) se emplea el gráfico de la Figura 7.7, el cual da los valores de la relación L_{III}/d_2 en función del número de Froude. Para la determinación de los parámetros h_3 y h_4 (Figura 7.6) se ha empleado el gráfico de la Figura 7.8.

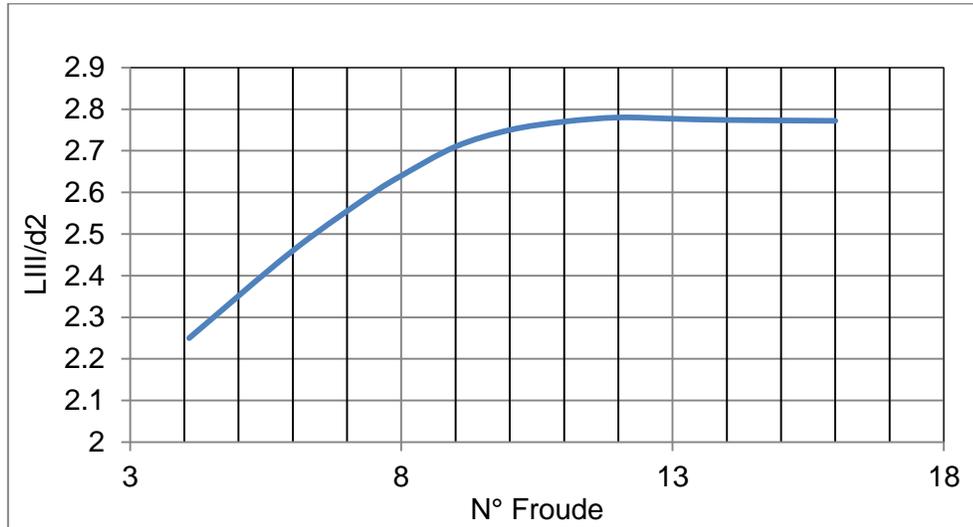


Figura 7.7. Longitud del Disipador USBR III [32].

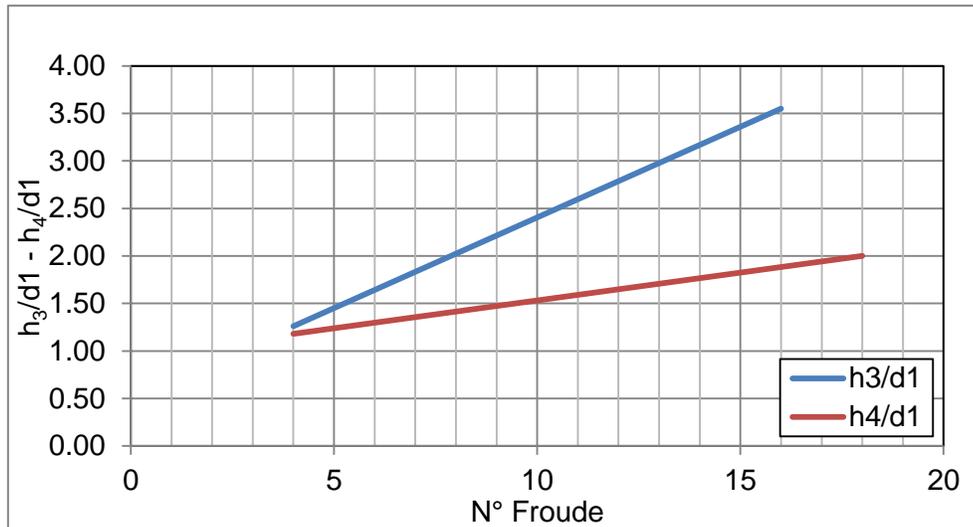


Figura 7.8. Parámetros h_3 y h_4 Disipador USBR III [32].

Finalmente las dimensiones adoptadas para el disipador de energía se muestran en el Cuadro 7.5.

Cuadro 7.5. Diseño colchón Disipador.

1.- Longitud		2.- Grada Terminal	
L	8.60 m	h4	0.73 m
		h4adoptado	1.20 m
3.- Bloques Chute		4.- Bloques Baffle	
h1	0.58 m	h3	0.74 m
w1	0.58 m	w3	0.56 m
s1	0.58 m	s3	0.56 m
h1 adoptado	0.60 m	h3adoptado	0.75 m
w1 adoptado	0.60 m	w3adoptado	0.60 m
s1 adoptado	0.60 m	s3adoptado	0.60 m
N°chute	23 -	N° Baffle	24 -

7.1.5 Compuerta desripiadora

La compuerta desripiadora de sector tiene 2,75 m de ancho y 3,5 m de altura. Su umbral vertedor está situado en la misma cota que la barrera vertedora (377,5 msnm) mientras que el sello de fondo de la compuerta está situada en la cota 375,0 msnm

A. Ancho efectivo

Para el cálculo se ha supuesto que existe escurrimiento crítico en el vano de la compuerta completamente abierta y que el ancho efectivo está dado por la siguiente expresión:

$$Le = n \times b - 2 \times n \times k \times e$$

donde:

n : número de compuertas (1 en este caso)

b : ancho de la compuerta (2,75 m)

k : coeficiente de contracción lateral (k =0,1)

e : espesor del machón (0,50 m)

Reemplazando valores se tiene que el ancho efectivo es de $Le = 2,70$ m.

B. Curva de descarga compuerta desripiadora y muro vertedero

La curva de descarga de la compuerta desripiadora completamente abierta, se expresa con la siguiente ecuación:

$$Q = C_d \cdot L_e \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

donde:

Q : caudal descargado por la compuerta (m³/s)

Cd : coeficiente de descarga (0.385; escurrimiento crítico)

Le : ancho efectivo (m)

H : carga (energía) sobre el radier de la barrera (m)

Para una carga sobre la cota 377,5 msnm (umbral muro vertedero) el caudal se reparte entre el muro vertedero y la compuerta desripiadora. Para ello el cálculo de la curva de descarga resulta de una iteración que considera la descarga del vertedero (ver Cuadro 7.1) y la curva de descarga de la compuerta. Los resultados se muestran en el Cuadro 7.6. y la curva de descarga en la Figura 7.9.

Cuadro 7.6. Resultados Curva de Descarga compuerta y muro vertedero.

Q total (m ³ /s)	Q _{comp.} (m ³ /s)	Q _{vert.} (m ³ /s)	ZB (msnm)	Zh(msnm)
0,00	0,00	-	375,00	-
5,00	5,00	-	376,06	-
10,00	10,00	-	376,68	-
18,90	18,90	0,00	377,50	-
20,00	18,95	1,05	377,58	377,58
40,00	23,58	16,42	377,97	377,97
60,00	26,86	33,14	378,24	378,23
80,00	29,66	50,34	378,46	378,44
100,00	32,19	67,81	378,65	378,63
120,00	34,54	85,46	378,83	378,80
140,00	36,77	103,23	379,00	378,95
153 (T ₂₅₀)	38,16	114,84	379,10	379,00
162 (T ₅₀₀)	39,11	122,89	379,17	379,10

Donde:

Q_{comp} : Caudal que pasa por la compuerta

Q_{vert} : Caudal que pasa por el vertedero

ZB : Cota de Bernoulli en la barrera

Zh : Cota del flujo en la barrera

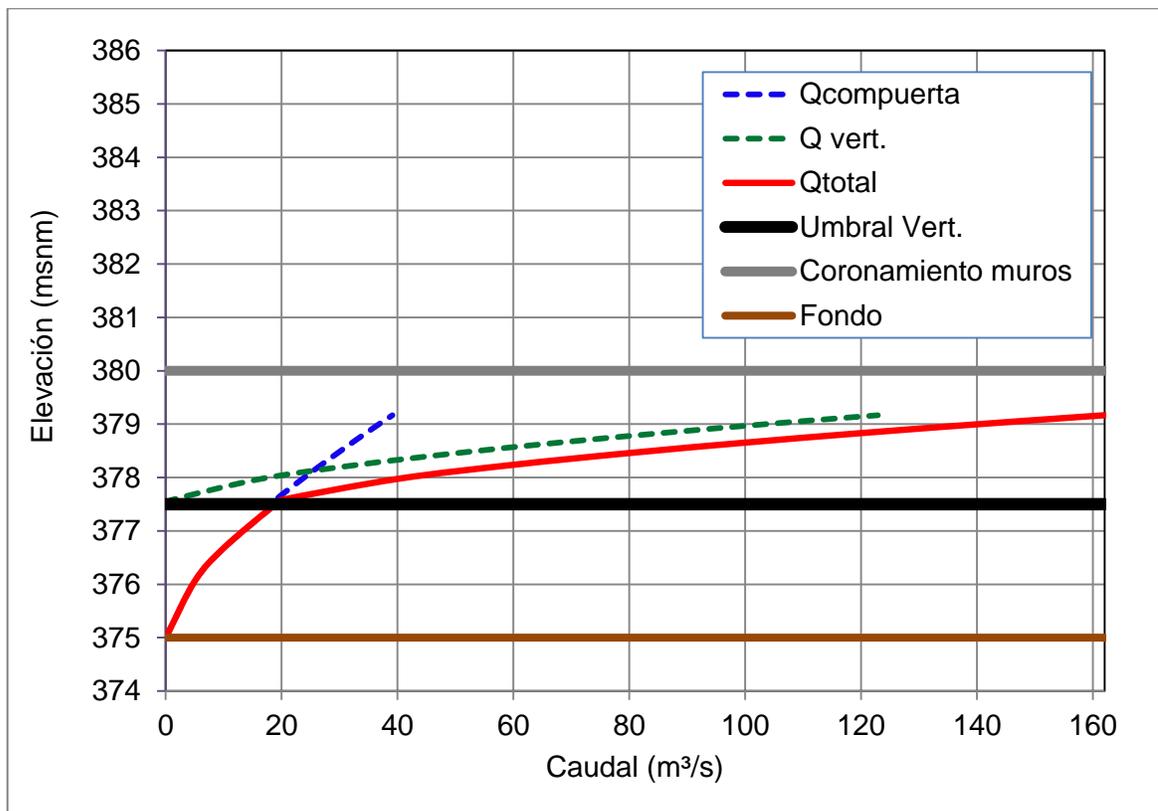


Figura 7.9. Curva de Descarga compuerta y muro vertedero.

C. Revanchas

Del Cuadro 7.6 se obtienen los niveles de la poza para las crecidas $T=250$ y 500 , mientras que del Cuadro 7.1 se obtiene el nivel de la poza para la crecida $T=250^*$, que corresponde a la compuerta desripiadora fuera de servicio. El coronamiento de los muros, aguas arriba de la bocatoma, se sitúa en la cota $380,0$ msnm por lo tanto las revanchas, indicadas en el Cuadro 7.7, son las siguientes:

Cuadro 7.7. Revanchas de muros de la bocatoma para crecidas

T	Zh	Coronamineto muros	Revancha
años	m s, n,m,	m s, n,m,	m
250	379,00	380,00	1,00
500	379,10	380,00	0,90
250*	379,32	380,00	0,68

En la Figura 7.10 se muestra la forma de la barrera.

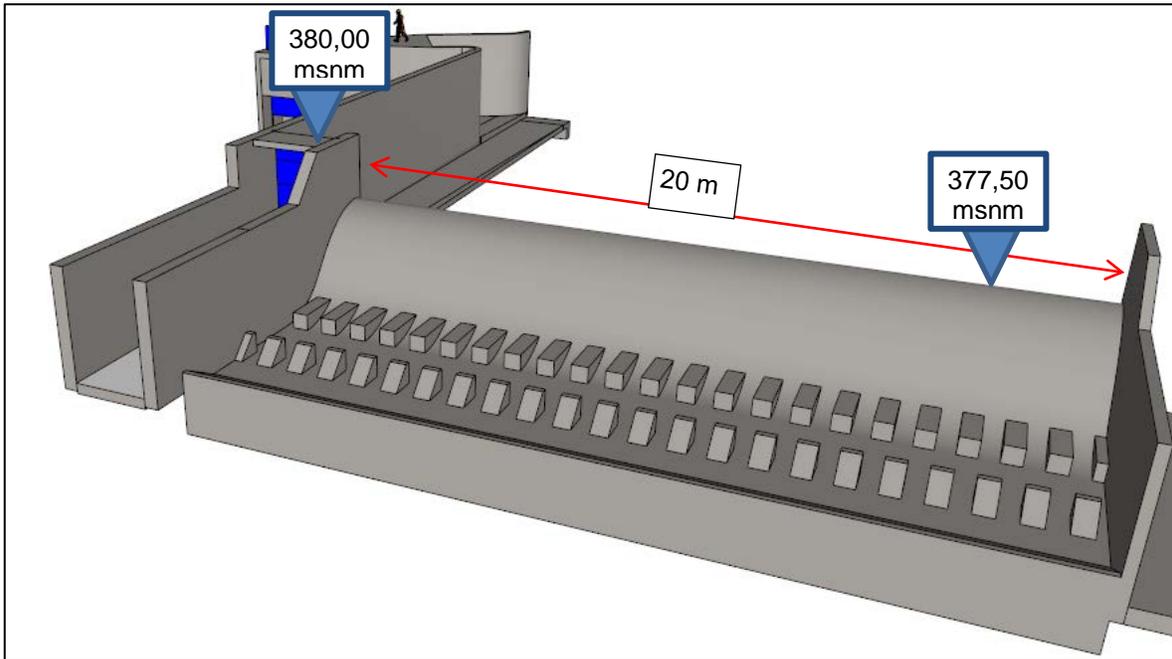


Figura 7.10. Vista isométrica de la barrera.

7.2. ESCALERA DE PECES

Una escalera de peces es una construcción alterna a la barrera la cual permite que los peces puedan remontar el río para poder desovar.

Para el diseño de la escalera de peces se ha considerado del tipo de hendidura vertical, debido a la regularidad en su funcionamiento hidráulico, independiente del caudal de escurrimiento.

Dentro de los tipos básicos de escaleras de peces de hendidura vertical se encuentran el T1, T2 y T3. En cada uno de estos se mantiene una relación constante entre el ancho de la hendidura y el resto de dimensiones de la piscina.

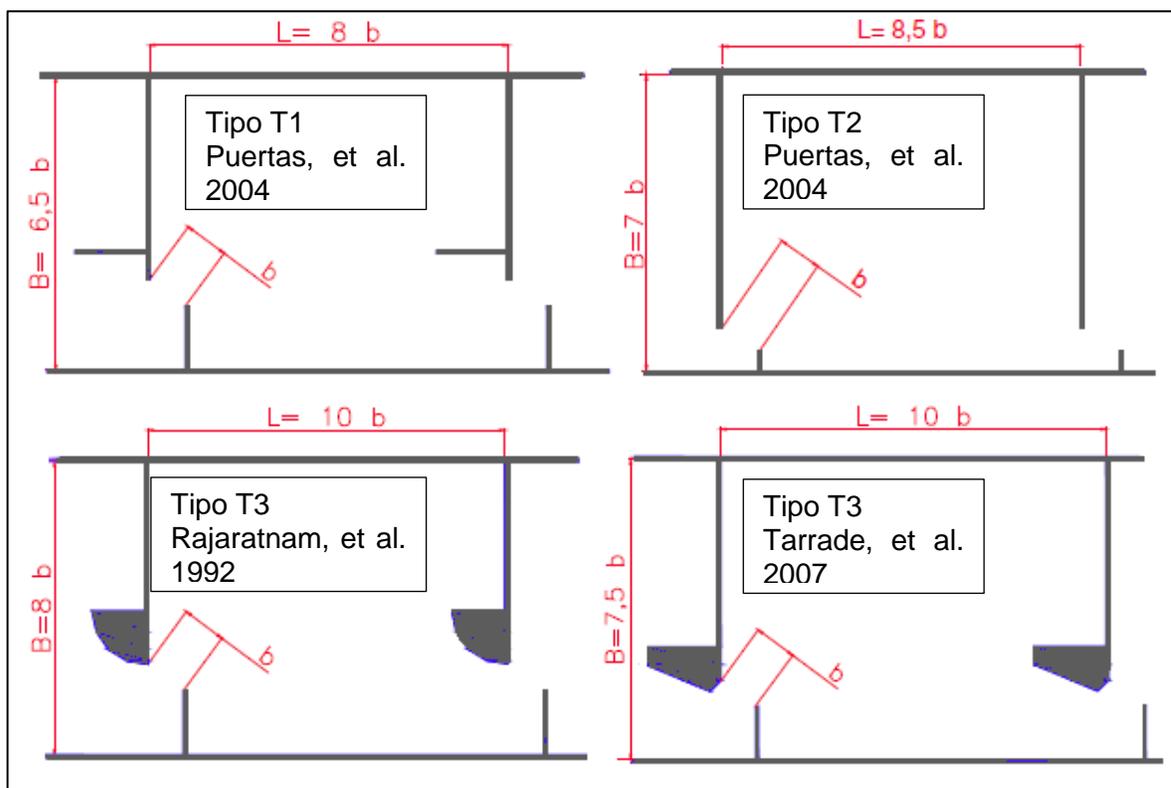


Figura 7.11. Diseño y tipos de escalas de peces de hendidura vertical [34].

La diferencia básica entre ellas es el grado de disipación de energía que presentan, que es decreciente desde el diseño T1 hasta el T3. Así, a igualdad de pendiente, las velocidades que se desarrollan en una escala de tipo T1 son menores que las que se desarrollan en los diseños T2 y T3.

Si el objetivo consiste en transportar un caudal elevado para incrementar la atractividad de la escala o fomentar el paso de especies con gran capacidad natatoria (salmones, por ejemplo), se puede optar por tipologías rápidas.

7.2.1 Funcionamiento hidráulico

La relación fundamental que define el funcionamiento de una escala de peces de hendidura vertical es la que se establece entre el caudal y el calado. En términos adimensionales esta relación, obtenida de forma experimental, es la siguiente [34]:

$$Q_A = C \frac{y_0}{b}$$

Donde:

Q_A : Caudal adimensional, $Q_A = Q / \sqrt{gb^5}$ g : aceleración de gravedad

y_0 : Altura media en la sección transversal media de la piscina (m)

b : Ancho de la escotadura (m) (ver Figura 7.11)

C : Coeficiente que depende del tipo de escala y la pendiente.

Esta relación lineal entre el caudal y la altura implica que las velocidades de escurrimiento no dependen del caudal, y por tanto, es constante.

Al expresar el caudal en función de la sección de la hendidura (subíndice “b”) se tiene lo siguiente [34]:

$$\frac{v_b y_b b}{\sqrt{g b^5}} = C \frac{y_0}{b}$$

Existe una relación entre la altura de escurrimiento en la sección transversal media (y_b) y la altura en la hendidura (y_0), que ha sido obtenida experimentalmente para distintas pendientes en los diseño T1 y T2 [34], en que $y_b = 1,0745 y_0$, luego:

$$v_b = 0,93C \sqrt{gb}$$

De lo anterior se deduce que la velocidad está en función de la raíz cuadrada del valor del ancho (b) de la hendidura, luego, escalas con hendiduras más pequeñas y por lo tanto con piscinas más pequeñas (Figura 7.11) se presentan velocidades menores.

En la siguiente cuadro se incluyen los valores del coeficiente C (Puertas 2004), obtenidos de manera experimental para los tipos T1, T2 y T3, para distintas pendientes.

Cuadro 7.8. Valores coeficiente “C” para distintas pendientes y tipos de diseño.

Pendiente/Tipo Diseño	T1	T2	T3
5,0%	0,601		0,838-0,883
5,7%	0,631	0,687	
7,5%	0,753		
10,0%	0,8521-0,889	0,999	1,221-1,186-1,216
15,0%			1,413-1,551
20,0%			1,677

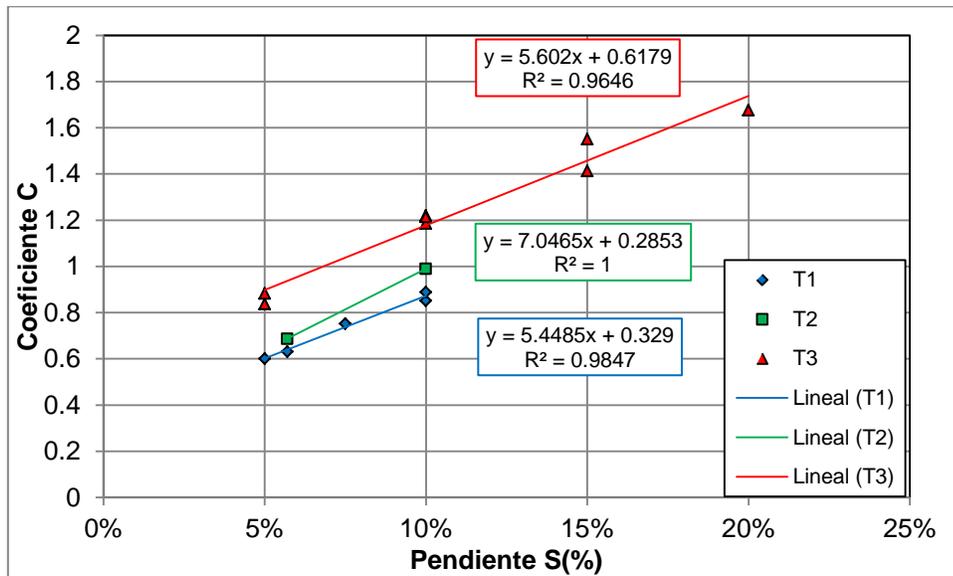


Figura 7.12. Coeficiente “C” versus pendiente [34].

El objeto del diseño es lograr que la velocidad en la hendidura, siendo esta una sección de paso obligado, sea aceptable para los peces. Como se deduce de la Figura 7.12, un aumento de la pendiente y un aumento de la anchura de la hendidura tienen como efecto un aumento de las velocidades. Dado que las velocidades están limitadas por la capacidad natatoria de los peces, si se aumentase el ancho de la hendidura para derivar por la escala un caudal mayor, este efecto debe compensarse con un decremento de la pendiente.

7.2.2 Capacidad natatoria de los peces

La capacidad natatoria de los peces no es ilimitada, y varía de una especie a otra, y para una misma especie según la talla del pez. Los parámetros biológicos que describen las capacidades de natación de los peces se reflejan en las curvas velocidad-autonomía. En las curvas velocidad-autonomía se relaciona la autonomía (D), definida como la distancia que un individuo puede recorrer (para una determinada especie, talla y temperatura) con la velocidad de la corriente del agua (V). La expresión para la distancia máxima que el pez puede recorrer es la siguiente [34]:

$$D_{\max} = c \cdot \exp\left(\frac{a}{c} L^b - \frac{U}{c} - 1\right)$$

donde a, b y c son constantes para cada especie, L la longitud del pez (mm) y U es la velocidad de escurrimiento del agua (cm/s).

Los valores para distintas especies de estas constantes según la literatura son los siguientes:

Cuadro 7.9. Valores constantes de capacidad natatoria según especie [34].

Especie	a	b	c
Ciprínidos	30,34	0,34	14,28
Salmónidos	17,25	0,47	16,08

Del estudio “Evaluación de Fauna Íctica del Río Chirre” realizado por la Universidad Austral el año 2006 obtenido del SEIA (Declaración de impacto ambiental, central hidroeléctrica Don Walterio) se obtuvo el siguiente cuadro con las tallas de peces capturados.

Cuadro 7.10. Talla ejemplares capturados

Especie	Longitud (cm)
Trucha Arcoiris	8,0
Trucha Arcoiris	9,8
Trucha Arcoiris	10,5
Trucha Arcoiris	11,0
Trucha Arcoiris	12,0
Trucha Arcoiris	12,5
Trucha Arcoiris	12,5
Trucha Arcoiris	14,0
Trucha Arcoiris	14,3
Trucha Arcoiris	20,0

El estudio mostró que la única especie íctica presente fue la trucha arcoiris (*Oncorhynchus mykiss*), perteneciente a la familia de la salmónidos. La talla promedio fue de 12,46 cm.

En base en o lo anterior, las curvas de velocidad autonomía para los salmónidos son las que se muestran en la Figura 7.18.

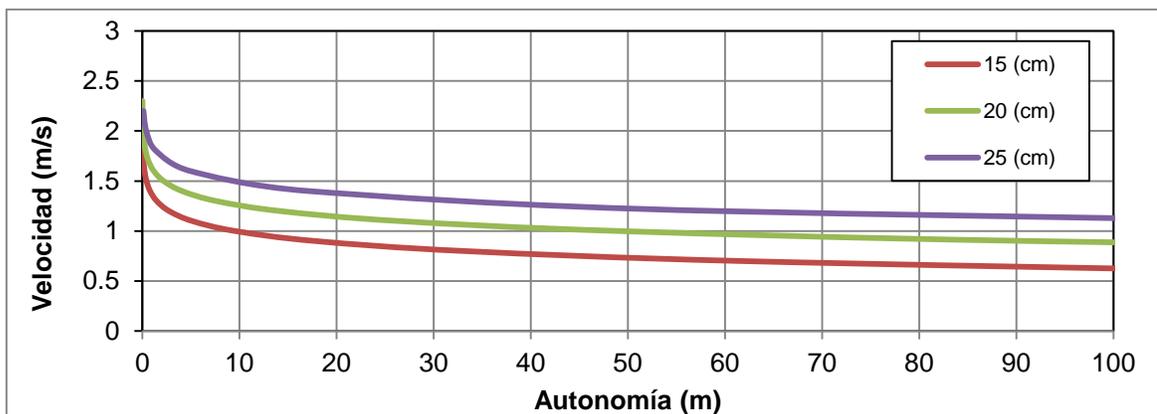


Figura 7.13. Relaciones Autonomía-Velocidad (Salmónidos) [34].

7.2.3 Diseño

Para definir el diseño se asume que el pez tiene que atravesar necesariamente la zona de la hendidura, donde se dan las mayores velocidades. En base a resultados experimentales se observa que las máximas velocidades se dan aguas abajo de la hendidura (de ancho b), en que el valor máximo de la velocidad es del orden de 1.1-1.2 v_b (velocidad aguas debajo de la hendidura). La zona de velocidades máximas tiene una longitud del orden de $4b$ y se extiende esencialmente en la zona de aguas abajo de la hendidura.

Por otro lado es necesario calcular la longitud y la velocidad promedio a lo largo del flujo principal. Mediciones experimentales realizadas por diversos autores, han establecido las siguientes relaciones [34]:

- Longitud recorrida en el flujo principal: Para los tipos T1 y T3, la longitud recorrida en cada piscina, debido a la curvatura de las líneas de corriente, es del orden de 1.2 L , siendo L la longitud de la piscina. Para el tipo T2, con menor curvatura, la longitud recorrida es del orden de 1.1 L .
- La velocidad promedio en el flujo principal se estimó como el 90% de la de la hendidura ($0.9 v_b$).

Estas relaciones se pueden cuantificar del siguiente modo, el pez tiene que ser capaz de remontar una velocidad 1.2 v_b a lo largo de una longitud igual a $4b$ y a la vez ser capaz de remontar una velocidad 0.9 v_b a lo largo de una longitud igual a $1.2 \times L \times n$, donde "n" es el número de piscinas.

En base a lo anterior, la escalera de peces se diseñó con una hendidura de 12 cm de ancho, una pendiente de 10%, 27 piscinas de 1,0 m de altura, 1,0 m de longitud por 0,8 m de ancho para un caudal de 0,1 m^3/s , para que peces de 15 cm puedan atravesar la escalera. Para este diseño la autonomía de atravesar la hendidura y completar el paso de la escala quedan como se muestra en la Figura 7.14.

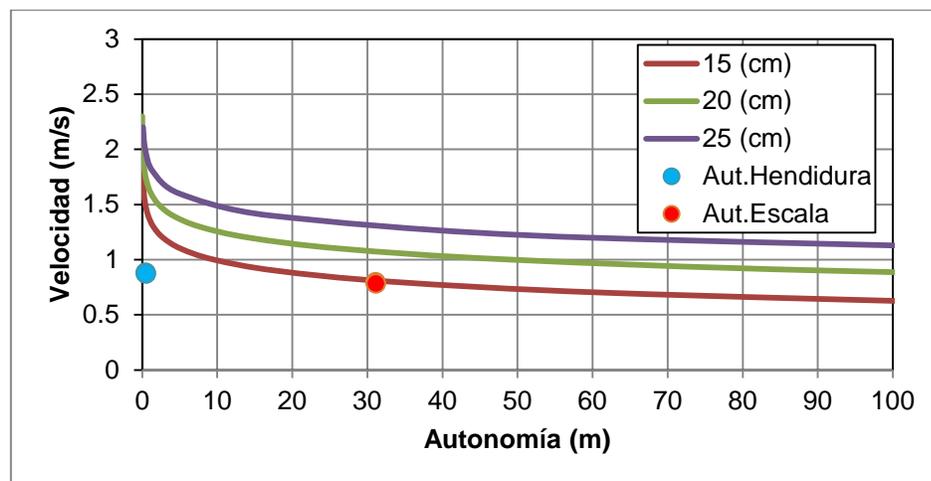


Figura 7.14. Relaciones Autonomía-Velocidad y valores para el diseño actual.

En la figura anterior se aprecia que ambas autonomías quedan por debajo de la curva de los salmónidos de 15 cm de talla.

En las siguientes figuras (Figura 7.15 y Figura 7.16) se muestra el diseño de la escalera de peces de hendidura vertical.

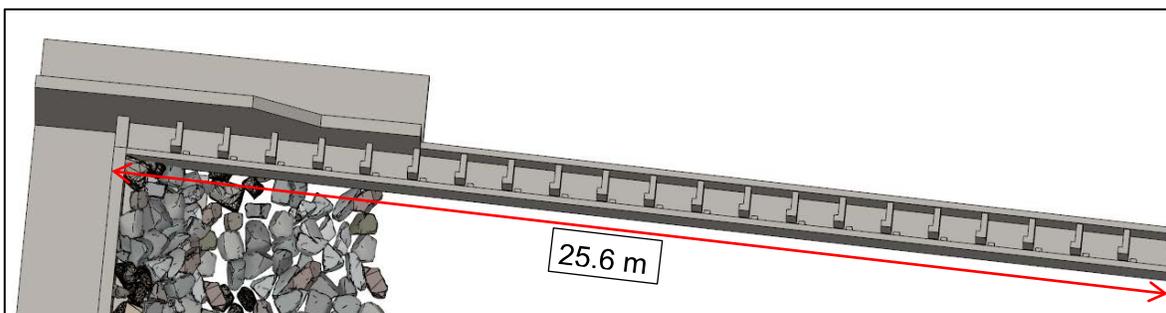


Figura 7.15. Vista isométrica escalera de peces.

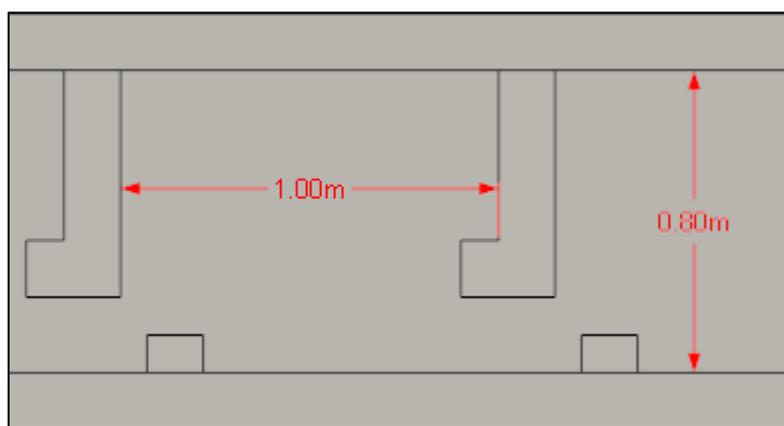


Figura 7.16. Vista en planta escalera de peces.

7.3. OBRA DE TOMA

7.3.1 Descripción de le obra de toma

La obra de toma, está ubicada en la ribera derecha del río, inmediatamente al lado del canal desripador. Su dirección de salida tiene un ángulo 60° con la dirección del flujo del agua al eje de la barrera. El objetivo de esta obra es captar el caudal de diseño de la central ($6,50 \text{ m}^3/\text{s}$) desde la poza generada por la barrera en el río y conducirlo hasta el canal de aducción de la central.

La cota de fondo de la toma es la $375,20 \text{ msnm}$, En su inicio la obra de toma tiene un ancho de $4,0 \text{ m}$, en este inicio se ubica la reja de entrada, con una inclinación $1:3 \text{ (H:V)}$, que impide la entrada de elementos extraños (ramas u otros cuerpos flotantes) al canal de aducción. Este tramo inicial tiene pendiente nula (0.0%). Posterior a la reja el canal tiene un angostamiento paulatino de $2,8 \text{ m}$ de longitud en donde el ancho basal se reduce hasta $3,0 \text{ m}$ ($12,3^\circ$, ángulo de transición).

Aproximadamente $1,50 \text{ m}$ aguas abajo de la transición se encuentra una compuerta de servicio cuyas dimensiones son $3,00 \text{ m}$ de ancho por y $3,85 \text{ m}$ de altura.

Inmediatamente aguas abajo de la compuerta se da inicio al canal de aducción, el cual tiene sección trapecial (1:5 H:V) de 3,00 m de ancho basal por 3,00 m de altura.

7.3.2 Diseño de la obra toma

A continuación se detallan los resultados del eje hidráulico en la obra de toma. Este tiene como punto de partida, aguas abajo, en el inicio del canal de aducción (Sección 5, ver Figura 7.17); **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Las condiciones hidráulicas en este punto se determinaron en el numeral 7.4 (ADUCCION), donde se desarrolló el eje hidráulico desde la cámara de carga hacia aguas arriba en la aducción, para el caudal de diseño de 6,50 m³/s en la operación normal de la central, es decir, la central operando sin que se produzca vertido de agua sobre el vertedero de seguridad en la cámara de carga.

En el Cuadro 7.11 se muestran los niveles del eje hidráulico para las secciones de la Figura 7.17. El cálculo del eje hidráulico para la obra de toma se detalla en el ANEXO V.

Cuadro 7.11. Resumen cálculo eje hidráulico para obra de toma.

Sección	h	v	B	Zf	Zh	ZB
-	m	m/s	m	msnm	msnm	msnm
5	2,159	1,204	2,233	375,200	377,359	377,433
4	2,161	1,203	2,235	375,200	377,361	377,435
3	2,213	0,734	2,240	375,200	377,413	377,440
2	2,219	0,732	2,246	375,200	377,419	377,446
1	2,231	0,583	2,248	375,200	377,431	377,448

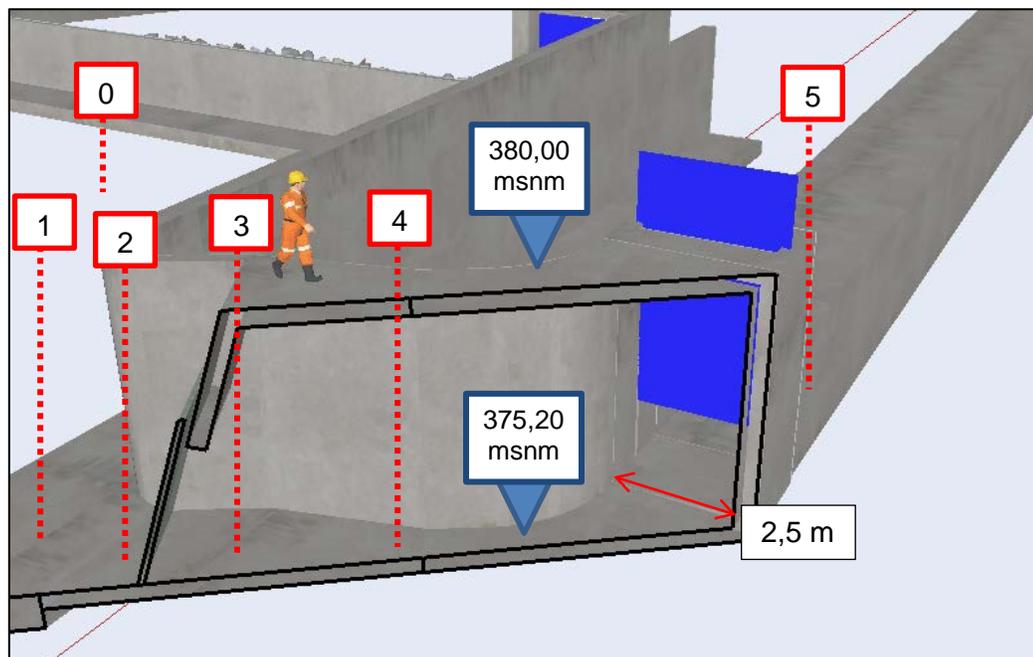


Figura 7.17. Esquema para cálculo del eje hidráulico.

7.3.3 Cota de la poza (Nivel normal de operación)

El valor de las cotas de energía y agua en la sección (1) son $ZB_1= 377,45$ msnm y $Zh_1= 377,43$ msnm respectivamente. Por otro lado la sección (0) corresponde a la poza, si se supone una pérdida igual a la altura de velocidad se tendrá que la cota de la poza será igual al Bernoulli en la sección (1), por lo tanto $Zh_0= 377,45$ msnm. La poza por lo tanto se encuentra 5,0 cm más abajo del umbral de la barrera vertedora.

7.4. ADUCCION

La aducción cumple la función de conducir las aguas desde la obra de toma hasta la cámara de carga. El primer tramo está constituido por una canal de hormigón rectangular de 2,5 m de ancho basal, tiene escurrimiento libre y una pendiente longitudinal de 0,05%. La longitud del primer tramo es de 260 m. Posterior al canal de hormigón la aducción consiste de tubería de 2,5 m de diámetro la cual tendrá un escurrimiento libre. Esta tubería tiene un longitud de 200 m. Aguas abajo de la tubería se encuentra el último tramo de la aducción que corresponde a un canal de tierra de sección trapecial de 2,5 m de ancho basal y taludes de 1:5 (H:V).

7.4.1 Eje hidráulico tramo canal trapecial de tierra desde la cámara de carga hasta tubería libre

El eje hidráulico del canal de aducción tiene como punto de partida el inicio de la transición a la cámara de carga que corresponde al calculado en el numeral 7.5.2, y se calcula hacia aguas arriba. Las condiciones hidráulicas en este punto corresponden a la primera fila del Cuadro 7.12, el cual tiene los resultados del eje hidráulico para este tramo y que se muestra a continuación:

Cuadro 7.12. Eje hidráulico tramo canal de aducción en tierra.

h	A	Rh	V	B	J	dl	L	T _{Espejo}	Fr	hm	x	Zf	ZB	Zh
(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	-	(m)	(m)	(msnm)	(msnm)	(msnm)
2,342	8,397	1,073	0,774	2,373	0,00022	0,00	0,000	4,171	0,174	2,980	0,000	374,770	377,143	377,112
2,336	8,374	1,071	0,776	2,367	0,00022	19,09	19,091	4,168	0,175	2,975	19,091	374,780	377,147	377,116
2,331	8,351	1,070	0,778	2,362	0,00022	19,09	38,182	4,165	0,176	2,969	38,182	374,789	377,151	377,120
2,325	8,328	1,069	0,780	2,357	0,00022	19,09	57,273	4,163	0,176	2,964	57,273	374,799	377,155	377,124
2,320	8,306	1,067	0,783	2,351	0,00022	19,09	76,364	4,160	0,177	2,958	76,364	374,808	377,159	377,128
2,315	8,283	1,066	0,785	2,346	0,00023	19,09	95,455	4,157	0,178	2,953	95,455	374,818	377,164	377,132
2,309	8,261	1,064	0,787	2,341	0,00023	19,09	114,545	4,155	0,178	2,948	114,545	374,827	377,168	377,137
2,304	8,239	1,063	0,789	2,336	0,00023	19,09	133,636	4,152	0,179	2,942	133,636	374,837	377,172	377,141
2,299	8,217	1,062	0,791	2,330	0,00023	19,09	152,727	4,149	0,180	2,937	152,727	374,846	377,177	377,145
2,293	8,195	1,060	0,793	2,325	0,00023	19,09	171,818	4,147	0,180	2,932	171,818	374,856	377,181	377,149
2,288	8,173	1,059	0,795	2,320	0,00023	19,09	190,909	4,144	0,181	2,927	190,909	374,865	377,186	377,153
2,283	8,151	1,058	0,797	2,315	0,00024	19,09	210,000	4,141	0,182	2,922	210,000	374,875	377,190	377,158
2,278	8,130	1,056	0,800	2,310	0,00024	19,09	229,091	4,139	0,182	2,917	229,091	374,885	377,195	377,162
2,272	8,108	1,055	0,802	2,305	0,00024	19,09	248,182	4,136	0,183	2,911	248,182	374,894	377,199	377,167
2,267	8,087	1,054	0,804	2,300	0,00024	19,09	267,273	4,134	0,184	2,906	267,273	374,904	377,204	377,171
2,262	8,066	1,052	0,806	2,295	0,00024	19,09	286,364	4,131	0,184	2,901	286,364	374,913	377,209	377,175
2,257	8,045	1,051	0,808	2,290	0,00024	19,09	305,455	4,129	0,185	2,896	305,455	374,923	377,213	377,180
2,252	8,024	1,050	0,810	2,286	0,00025	19,09	324,545	4,126	0,186	2,891	324,545	374,932	377,218	377,184
2,247	8,004	1,049	0,812	2,281	0,00025	19,09	343,636	4,124	0,186	2,886	343,636	374,942	377,223	377,189
2,242	7,983	1,047	0,814	2,276	0,00025	19,09	362,727	4,121	0,187	2,882	362,727	374,951	377,227	377,193

Cuadro 7.12. Eje hidráulico tramo canal de aducción en tierra (Continuación)

h	A	Rh	V	B	J	dl	L	T _{Espejo}	Fr	hm	x	Zf	ZB	Zh
(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	-	(m)	(m)	(msnm)	(msnm)	(msnm)
2,237	7,963	1,046	0,816	2,271	0,00025	19,09	381,818	4,119	0,188	2,877	381,818	374,961	377,232	377,198
2,232	7,942	1,045	0,818	2,266	0,00025	19,09	400,909	4,116	0,188	2,872	400,909	374,970	377,237	377,203
2,227	7,922	1,044	0,820	2,262	0,00025	19,09	420,000	4,114	0,189	2,867	420,000	374,980	377,242	377,207

7.4.2 Eje hidráulico tramo tubería desde canal de tierra a canal de hormigón

Desde el canal de tierra a la tubería libre se tiene una transición de 2,5 m. Considerando las pérdidas asociadas al angostamiento e igualando Bernoulli es posible determinar la altura al inicio de la tubería. La tubería mantiene la misma pendiente del canal $i=0,0005$ m/m. Para los cálculos se ha considerado una tubería de acero. Los resultados del eje hidráulico de la tubería libre se muestran en el Cuadro 7.13.

Cuadro 7.13. Eje hidráulico tramo tubería libre.

h	B	Jm	DX	X	Alfa	A	P	L	Rh	Zf	ZB	Zh
m	m	m/m	m	m	rad	m ²	m	m	m	msnm	msnm	msnm
2,170	2,275	-	-	0,000	4,796	4,526	5,996	1,692	0,755	374,980	377,255	377,150
2,168	2,274	0,00030	-9,379	-9,379	4,792	4,522	5,990	1,696	0,755	374,985	377,258	377,153
2,166	2,272	0,00030	-9,392	-18,770	4,787	4,519	5,984	1,701	0,755	374,989	377,261	377,156
2,164	2,270	0,00030	-9,405	-28,175	4,782	4,515	5,978	1,705	0,755	374,994	377,264	377,158
2,162	2,268	0,00030	-9,419	-37,594	4,777	4,512	5,972	1,709	0,756	374,999	377,267	377,161
2,160	2,266	0,00030	-9,432	-47,026	4,773	4,508	5,966	1,714	0,756	375,004	377,270	377,164
2,158	2,264	0,00030	-9,446	-56,473	4,768	4,505	5,960	1,718	0,756	375,008	377,273	377,166
2,156	2,262	0,00030	-9,461	-65,933	4,763	4,501	5,954	1,722	0,756	375,013	377,275	377,169
2,154	2,261	0,00030	-9,475	-75,408	4,758	4,498	5,948	1,727	0,756	375,018	377,278	377,172
2,152	2,259	0,00030	-9,490	-84,898	4,754	4,494	5,942	1,731	0,756	375,022	377,281	377,174
2,150	2,257	0,00030	-9,505	-94,402	4,749	4,491	5,936	1,735	0,757	375,027	377,284	377,177
2,148	2,255	0,00030	-9,520	-103,922	4,744	4,487	5,930	1,739	0,757	375,032	377,287	377,180
2,146	2,253	0,00030	-9,535	-113,457	4,740	4,484	5,925	1,743	0,757	375,037	377,290	377,183
2,144	2,251	0,00030	-9,551	-123,007	4,735	4,480	5,919	1,748	0,757	375,042	377,293	377,185
2,142	2,249	0,00031	-9,566	-132,574	4,730	4,477	5,913	1,752	0,757	375,046	377,296	377,188
2,140	2,247	0,00031	-9,582	-142,156	4,726	4,473	5,907	1,756	0,757	375,051	377,299	377,191
2,138	2,246	0,00031	-9,599	-151,755	4,721	4,470	5,901	1,760	0,757	375,056	377,302	377,194
2,136	2,244	0,00031	-9,615	-161,370	4,716	4,466	5,896	1,764	0,758	375,061	377,304	377,196
2,134	2,242	0,00031	-9,632	-171,002	4,712	4,462	5,890	1,768	0,758	375,066	377,307	377,199
2,132	2,240	0,00031	-9,649	-180,650	4,707	4,459	5,884	1,772	0,758	375,070	377,310	377,202
2,130	2,238	0,00031	-9,666	-190,316	4,703	4,455	5,878	1,776	0,758	375,075	377,313	377,205
2,128	2,236	0,00031	-9,684	-200,000	4,698	4,452	5,873	1,780	0,758	375,080	377,316	377,208

7.4.3 Eje hidráulico tramo canal rectangular de hormigón

Al igual que el caso anterior se tiene una transición de la sección circular de la tubería a la sección rectangular del canal de hormigón. Considerando las pérdidas asociadas a la transición e igualando Bernoulli, es posible determinar la altura al inicio del canal de hormigón. El canal de hormigón mantiene la misma pendiente del canal $i=0,0005$ m/m. Los resultados del eje hidráulico del canal de hormigón se muestran en el Cuadro 7.14.

Cuadro 7.14. Eje hidráulico tramo canal rectangular de hormigón.

h	A	Rh	V	B	J	dl	L	T_{espejo}	Fr	hm	x	Zf	ZB	Zh
(m)	(m²)	(m)	(m/s)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	-	(m)	(m)	(msnm)	(msnm)	(msnm)
2,174	5,436	0,794	1,196	2,247	0,00044	0,0	0,000	2,500	0,259	2,832	0,000	375,080	377,327	377,254
2,174	5,434	0,794	1,196	2,247	0,00044	10,9	10,909	2,500	0,259	2,831	10,909	375,085	377,332	377,259
2,173	5,432	0,794	1,197	2,246	0,00044	10,9	21,818	2,500	0,259	2,830	21,818	375,091	377,337	377,264
2,172	5,430	0,793	1,197	2,245	0,00044	10,9	32,727	2,500	0,259	2,829	32,727	375,096	377,342	377,268
2,171	5,428	0,793	1,197	2,245	0,00044	10,9	43,636	2,500	0,260	2,829	43,636	375,102	377,346	377,273
2,171	5,427	0,793	1,198	2,244	0,00044	10,9	54,545	2,500	0,260	2,828	54,545	375,107	377,351	377,278
2,170	5,425	0,793	1,198	2,243	0,00044	10,9	65,455	2,500	0,260	2,827	65,455	375,113	377,356	377,283
2,169	5,423	0,793	1,199	2,243	0,00044	10,9	76,364	2,500	0,260	2,827	76,364	375,118	377,361	377,287
2,169	5,421	0,793	1,199	2,242	0,00044	10,9	87,273	2,500	0,260	2,826	87,273	375,124	377,366	377,292
2,168	5,420	0,793	1,199	2,241	0,00044	10,9	98,182	2,500	0,260	2,825	98,182	375,129	377,370	377,297
2,167	5,418	0,793	1,200	2,241	0,00044	10,9	109,091	2,500	0,260	2,825	109,091	375,135	377,375	377,302
2,166	5,416	0,793	1,200	2,240	0,00044	10,9	120,000	2,500	0,260	2,824	120,000	375,140	377,380	377,306
2,166	5,415	0,793	1,200	2,239	0,00044	10,9	130,909	2,500	0,261	2,823	130,909	375,145	377,385	377,311
2,165	5,413	0,792	1,201	2,239	0,00044	10,9	141,818	2,500	0,261	2,823	141,818	375,151	377,390	377,316
2,164	5,411	0,792	1,201	2,238	0,00044	10,9	152,727	2,500	0,261	2,822	152,727	375,156	377,394	377,321
2,164	5,410	0,792	1,202	2,237	0,00044	10,9	163,636	2,500	0,261	2,821	163,636	375,162	377,399	377,326
2,163	5,408	0,792	1,202	2,237	0,00044	10,9	174,545	2,500	0,261	2,821	174,545	375,167	377,404	377,330
2,162	5,406	0,792	1,202	2,236	0,00044	10,9	185,455	2,500	0,261	2,820	185,455	375,173	377,409	377,335
2,162	5,405	0,792	1,203	2,236	0,00044	10,9	196,364	2,500	0,261	2,819	196,364	375,178	377,414	377,340
2,161	5,403	0,792	1,203	2,235	0,00044	10,9	207,273	2,500	0,261	2,819	207,273	375,184	377,419	377,345
2,161	5,401	0,792	1,203	2,234	0,00044	10,9	218,182	2,500	0,262	2,818	218,182	375,189	377,424	377,350
2,160	5,400	0,792	1,204	2,234	0,00045	10,9	229,091	2,500	0,262	2,817	229,091	375,195	377,428	377,354
2,159	5,398	0,792	1,204	2,233	0,00045	10,9	240,000	2,500	0,262	2,817	240,000	375,200	377,433	377,359

La última fila corresponde a la sección de inicio del canal de aducción que sirve como punto de partida para el cálculo de los niveles en la obra de toma. Las condiciones de flujo son las siguientes:

$$Z_{\text{fondo inicio}} = 375,20 \quad \text{msnm}$$

$$Z_{h_{\text{inicio}}} = 377,36 \quad \text{msnm}$$

$$h_{\text{inicio}} = 2,16 \quad \text{m}$$

$$V_{\text{inicio}} = 1,20 \quad \text{m/s}$$

$$Z_{B_{\text{inicio}}} = 377,43 \quad \text{msnm}$$

En la Figura 7.18 se muestra la aducción completa de la central Chirre.

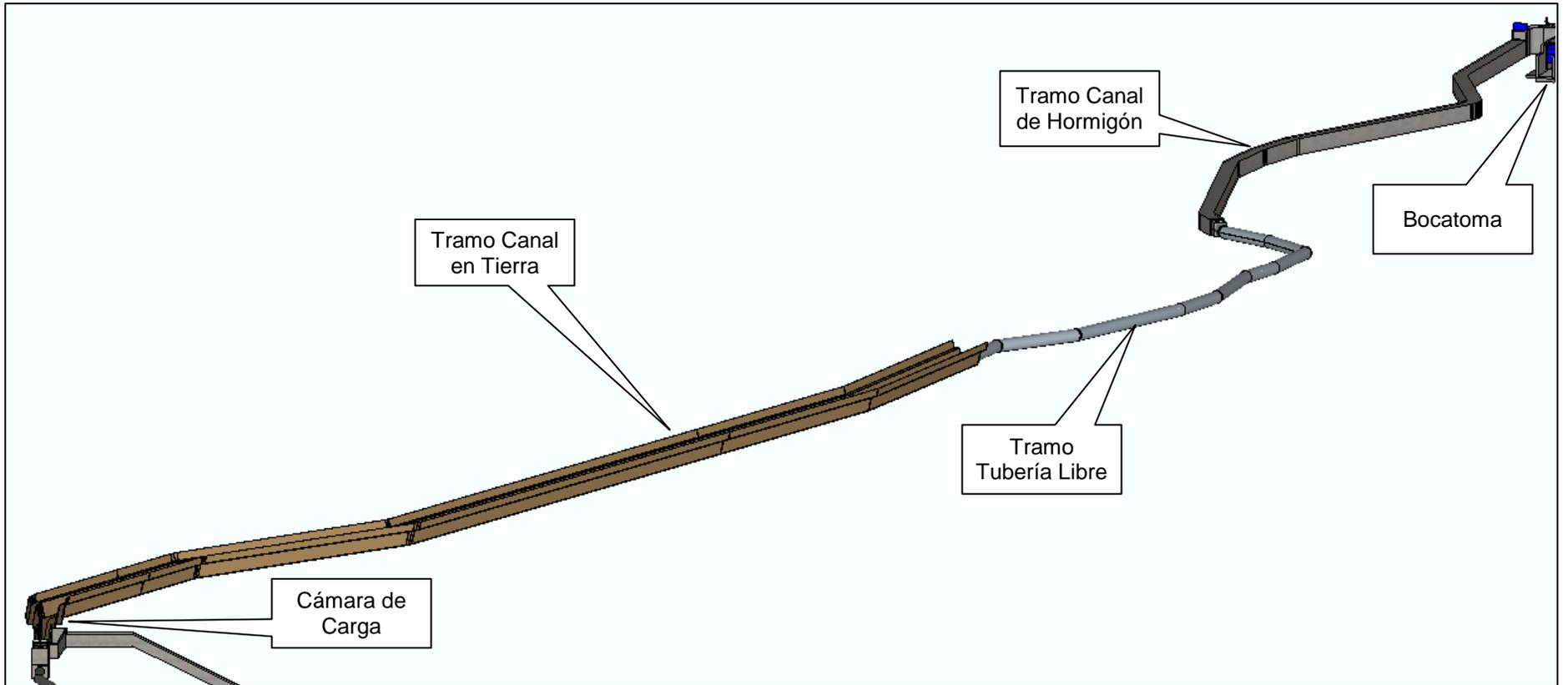


Figura 7.18. Aducción Chirre.

7.5. CAMARA DE CARGA

El objetivo de la Cámara de Carga es permitir el enlace entre el escurrimiento libre del canal de aducción y el escurrimiento en presión en la tubería. En la bocina de entrada a la tubería se dispone una reja para evitar la entrada de cuerpos arrastrados por el agua, los que podrían dañar el equipamiento electromecánico.

La cámara de carga tendrá una sección rectangular de altura variable. En términos generales sus dimensiones, geometría y cotas de emplazamiento quedan definidas por:

- La sumergencia necesaria de la tubería para impedir la formación de vórtices.
- La altura de la onda de frente vertical producto de un rechazo total de carga.
- La velocidad del escurrimiento en la sección de rejillas.

Para empalmar el canal con la cámara de carga se considera una transición de bajada (ensanche paulatino) con pendiente 3:1 (H:V). El desnivel entre el radier del canal y el radier de la cámara es de 2,80 m, por lo que la longitud de la transición es de 8,30 m. Adicionalmente, para conseguir un flujo más estable se define una distancia de 3,00 metros entre el fin de la transición de bajada de la cámara y la reja de entrada a la tubería en presión, lo que resulta en una longitud total de la cámara de carga de 11,30 metros.

7.5.1 Cálculo de la Sumergencia

La sumergencia de la tubería en la cámara de carga, medida desde la clave de la tubería hasta la superficie del agua, se ha calculado mediante 3 métodos:

1. Gordon: $\frac{S}{D} \geq 1,7 \cdot F_D$

2. Knauss: $\frac{S}{D} \geq \begin{cases} 2F_D + 0,5 & : \text{si } F_D \geq 0,5 \\ 1,0 & : \text{si } F_D < 0,5 \end{cases}$

3. Reddy y Pickford: $\frac{S}{D} \geq 1 + F_D$

Donde F_D corresponde al número de Froude:

$$F_D = \frac{U}{\sqrt{g \cdot D}}$$

La velocidad U en la sección de la tubería corresponde a:

$$U = \frac{Q}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}$$

A partir de las condiciones hidráulicas del canal de tierra (ver Cuadro 7.12) se calculan las condiciones posterior a la transición trapecial a rectangular que corresponde a la sección (1) de la Figura 7.19.

Cuadro 7.16. Condiciones hidráulicas sección (1) cámara de carga.

h_1	v_1	B_1	Z_{fondo1}	Z_{h_1}	Z_{B_1}	J_1	F_1
m	m/s	m	msnm	msnm	msnm	m/m	-
2.500	1.040	2.555	374.770	377.270	377.325	0.00055	0.210

- Cálculo entre secciones (1) y (2) de la Figura 7.19:

Entre estas dos secciones como pérdida de carga, producto del cambio de sección en la cámara de carga, se consideró un ensanche paulatino; luego de aplicar la ecuación de la energía los niveles en la sección (2) son los siguientes:

Cuadro 7.17. Condiciones hidráulicas sección (2) cámara de carga.

h_2	v_2	B_2	Z_{f_2}	Z_{h_2}	Z_{B_2}	J_2	F_2
m	m/s	m	msnm	msnm	msnm	m/m	-
5.295	0.491	5.307	372.003	377.299	377.311	0.00005	0.068

En la Figura 7.20 se muestra la forma de la cámara de carga

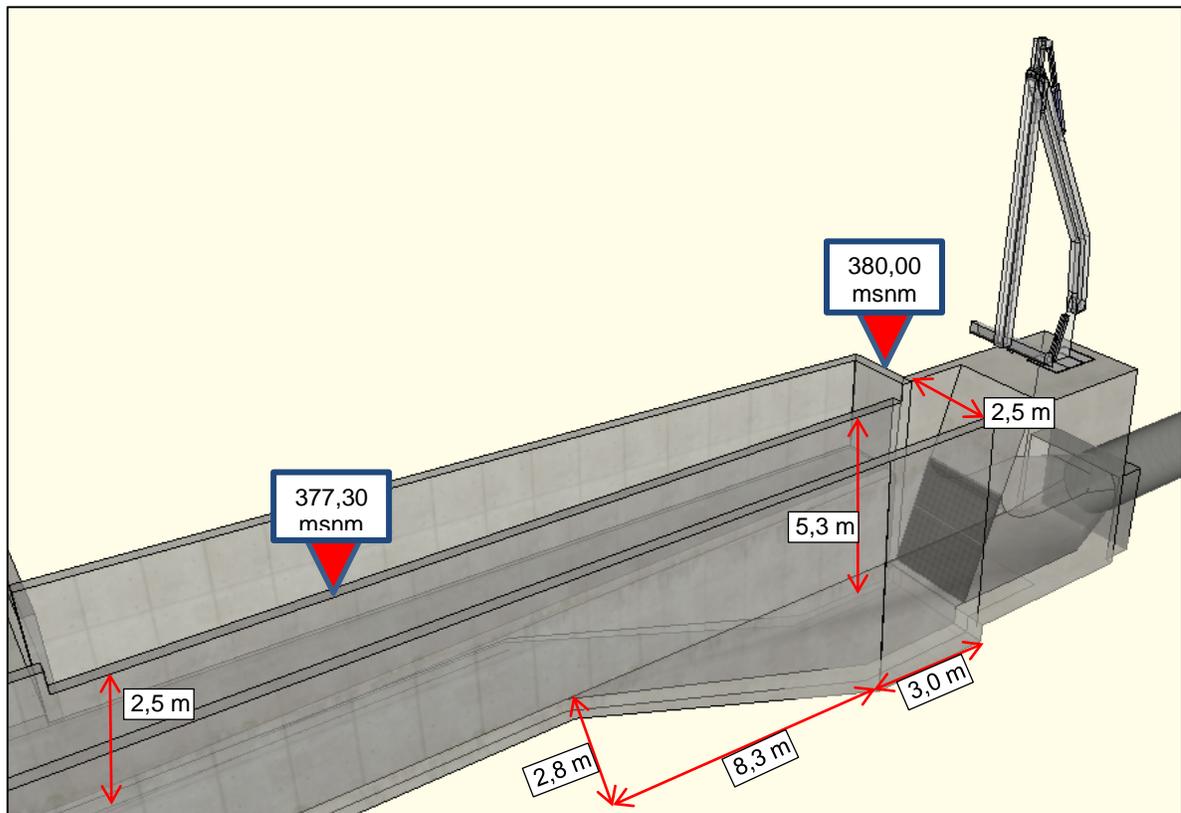


Figura 7.20. Vista isométrica de la cámara de carga.

7.6. OBRA DE SEGURIDAD

La obra de seguridad consistirá en un vertedero de seguridad lateral a la cámara de carga, de cresta circular que descarga a un canal colector, el cual entrega las aguas al canal de aproximación del rápido de descarga, este canal entrega las aguas a un rápido endentado que disipa la energía del flujo y devuelve las aguas al río Chirre.

7.6.1 Vertedero Lateral

El vertedero tendrá una longitud de 20 m y su umbral se situará a la cota 377,30 msnm.

Para el diseño del vertedero lateral se utilizó la metodología propuesta por Domínguez (1978)[37]. Esta metodología supone variación lineal de la carga sobre el vertedero y nivel de energía constante a lo largo de todo el desarrollo del vertedero.

Las ecuaciones para desarrollar este método son las siguientes:

$$Q = \varphi \cdot m \cdot L \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}$$

$$B_1 = B_0 + \Delta Z$$

donde:

Q = caudal evacuado por el vertedero (m³/s).

$\varphi = \frac{2}{5} \cdot \frac{1-K^{5/2}}{1-K}$, parámetro del método de Domínguez.

K = $\frac{h_0}{h_1}$, parámetro del método de Domínguez.

h₀ = altura de carga al inicio del vertedero.

h₁ = altura de carga al final del vertedero.

m = coeficiente de gasto del vertedero.

L = longitud total del vertedero.

g = aceleración de gravedad.

B₀ = Energía al inicio del vertedero.

B₁ = Energía al final del vertedero.

ΔZ = Diferencia de cota de fondo entre el inicio y el final del vertedero

Para determinar las alturas de carga sobre el vertedero se considerará el caudal de diseño de la central Chirre de 6,5 m³/s, el largo del vertedero mencionado anteriormente y un coeficiente de gasto del vertedero de 0,435 que considera que este vertedero es lateral, de pared intermedia y terminal.

Se realizó un cálculo iterativo en el cual se siguieron los siguientes pasos:

- Se supuso una altura h_0 inicial.
- Se determinó la carga h_1 que cumpliera las condiciones de energía.
- Se determinó la carga h_0 que cumpliera las condiciones de caudal.
- Se repitieron los pasos b y c hasta que se cumplieran las dos condiciones simultáneamente, con precisión de l/s para el caudal y mm para la carga sobre el vertedero.

Los resultados se muestran en Cuadro 7.18.

Cuadro 7.18. Alturas de carga sobre el vertedero.

Sección	h_v	h	H	B	K	φ	m	Q
-	m	m	m	m	-	-	-	m ³ /s
Inicio Vertedero (0)	2,500	0,292	2,792	2,837	0,871	0,905	0,417	6,500
Fin Vertedero (1)	5,300	0,336	5,636	5,636				

donde:

h_v : Altura vertedero

h : Altura de carga sobre el vertedero

H : Altura total de escurrimiento inicio vertedero

B : Bernoulli

$\Delta Z = 2,80$ m.

Como se evacua la totalidad del caudal la energía al final del vertedero es igual a la altura de escurrimiento.

7.6.2 Canal Colector

El canal colector se desarrolla paralelamente al vertedero y posee la misma longitud que éste; es de sección rectangular de ancho variable entre 1,5 m y 2,5 m y tiene una pendiente de fondo $i = 0,03$ m/m.

El rechazo de carga en la central genera, en la cámara, una onda que se desplaza hacia aguas arriba. El vertedero lateral permite que esta onda disminuya gradualmente a medida que la onda avanza paralelamente al vertedero.

Lo anterior implica que el diseño del canal colector se deba realizar para un caudal variable, debiendo solucionar la ecuación diferencial (Domínguez, 1978):

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2 \cdot Q \cdot q}{g \cdot A^2}}{1 - \frac{Q^2 \cdot T}{g \cdot A^3}}$$

Dicha ecuación puede ser resuelta mediante el método de diferencias finitas y obtener el eje hidráulico de un canal colector de longitud L, sabiendo que en su inicio ($x = 0$), el caudal es nulo y que en el extremo de aguas abajo ($x = L$) pasa el caudal de diseño ($6,5 \text{ m}^3/\text{s}$).

Como criterio de diseño se estableció que el vertedero funcione libre y no sea influenciado por el nivel de agua en el canal colector y que la pendiente transversal del eje hidráulico sea menor a un 8% ($PT < 0,08 \text{ m/m}$).

Para el cálculo de la pendiente transversal se utilizó la expresión de Viparelli (1952)[38]:

$$PT_x = \frac{q\sqrt{2gZ_x}}{gh_x(b_x + 2mh_x)}$$

donde:

x = Distancia medida desde el inicio del canal (m)

PT_x = Pendiente transversal del escurrimiento en la sección ubicada a una distancia x (m/m)

q = Caudal por unidad de ancho sobre el vertedero ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

Q = Caudal total (m^3/s)

L = Largo del vertedero (m)

Z_x = Desnivel entre el espejo de agua en el embalse y la superficie libre del canal (m)

$Z(x)$ = Cota de fondo en la sección x (msnm)

h_x = Altura del flujo en la sección x (m)

b_x = Ancho basal del canal en la sección x (m)

m = Taludes de la pared del canal

Así, mediante un análisis iterativo del eje hidráulico del canal colector se establecieron las condiciones que se muestran en el Cuadro 7.19.

Cuadro 7.19. Parámetros de cálculo de canal colector.

Parámetro	Valor	Unidad
Ancho inicio Canal, Colector	1,50	m
Zfondo inicio	375,30	msnm
Ancho fin Canal, Colector	2,00	m
Zfondo fin	374,70	msnm
Pendiente	0,03	m/m
Talud muros	0,00	-

Para calcular el eje hidráulico en el canal colector es necesario conocer las condiciones de borde aguas abajo de éste.

En el extremo de aguas abajo del canal colector se encuentra una grade de 0,5 m de altura la que da inicio al rápido endentado y sus obras anexas. El rápido tiene una sección rectangular de 2,5 m de ancho basal. Considerando escurrimiento crítico sobre la grada del inicio del rápido, las condiciones hidráulicas en la grada y aguas arriba de ésta, se muestran en el Cuadro 7.20:

Cuadro 7.20. Condiciones hidráulicas en la grada de inicio del rápido.

Sección	Z _{fondo}	h	v	B	ZB
-	msnm	m	m/s	m	msnm
Grada (crisis)	375,19	0,88	2,94	1,32	376,51
Aguas arriba grada	374,69	1,74	1,5	1,85	376,54

Aguas arriba de la grada se desarrolla el canal de aproximación del rápido. Este es de sección rectangular, tiene una longitud de 20 m, pendiente longitudinal de $i=0,0005$ (m/m) y un ancho basal $b = 2,50$ metros. En el Cuadro 7.21 se presentan los resultados del cálculo del eje hidráulico del canal de aproximación, comenzando desde el extremo inmediatamente aguas arriba de la grada del rápido endentado.

Cuadro 7.21. Eje hidráulico canal de aproximación rápido endentado.

h	A	Rh	V	B	J	dl	L	T _{espejo}	Fr	x	Zf	ZB	Zh
m	m ²	m	m/s	m	m/m	m	m	m	-	m	msnm	msnm	msnm
1,738	4,345	0,727	1,496	1,852	0,00077	0,0	0,000	2,500	0,362	0,000	374,690	376,542	376,428
1,738	4,346	0,727	1,496	1,852	0,00077	0,91	0,910	2,500	0,362	0,910	374,690	376,543	376,429
1,739	4,346	0,727	1,495	1,853	0,00077	0,91	1,819	2,500	0,362	1,819	374,691	376,544	376,429
1,739	4,347	0,727	1,495	1,853	0,00077	0,91	2,728	2,500	0,362	2,728	374,691	376,544	376,430
1,739	4,348	0,727	1,495	1,853	0,00077	0,91	3,637	2,500	0,362	3,637	374,692	376,545	376,431
1,739	4,349	0,727	1,495	1,853	0,00077	0,91	4,546	2,500	0,362	4,546	374,692	376,546	376,432
1,740	4,349	0,727	1,495	1,854	0,00077	0,91	5,455	2,500	0,362	5,455	374,693	376,546	376,432
1,740	4,350	0,727	1,494	1,854	0,00077	0,91	6,364	2,500	0,362	6,364	374,693	376,547	376,433
1,740	4,351	0,727	1,494	1,854	0,00077	0,91	7,273	2,500	0,362	7,273	374,694	376,548	376,434
1,741	4,351	0,728	1,494	1,854	0,00077	0,91	8,182	2,500	0,362	8,182	374,694	376,548	376,435
1,741	4,352	0,728	1,494	1,855	0,00077	0,91	9,091	2,500	0,362	9,091	374,695	376,549	376,435
1,741	4,353	0,728	1,493	1,855	0,00077	0,91	10,001	2,500	0,362	10,001	374,695	376,550	376,436
1,741	4,353	0,728	1,493	1,855	0,00077	0,91	10,910	2,500	0,361	10,910	374,695	376,551	376,437
1,742	4,354	0,728	1,493	1,855	0,00077	0,91	11,819	2,500	0,361	11,819	374,696	376,551	376,438
1,742	4,355	0,728	1,493	1,856	0,00077	0,91	12,728	2,500	0,361	12,728	374,696	376,552	376,438
1,742	4,356	0,728	1,492	1,856	0,00077	0,91	13,637	2,500	0,361	13,637	374,697	376,553	376,439
1,742	4,356	0,728	1,492	1,856	0,00077	0,91	14,546	2,500	0,361	14,546	374,697	376,553	376,440
1,743	4,357	0,728	1,492	1,856	0,00076	0,91	15,455	2,500	0,361	15,455	374,698	376,554	376,440
1,743	4,358	0,728	1,492	1,857	0,00076	0,91	16,364	2,500	0,361	16,364	374,698	376,555	376,441
1,743	4,358	0,728	1,491	1,857	0,00076	0,91	17,273	2,500	0,361	17,273	374,699	376,555	376,442
1,744	4,359	0,728	1,491	1,857	0,00076	0,91	18,182	2,500	0,361	18,182	374,699	376,556	376,443
1,744	4,360	0,728	1,491	1,857	0,00076	0,91	19,092	2,500	0,361	19,092	374,700	376,557	376,443
1,744	4,360	0,728	1,491	1,858	0,00076	0,91	20,001	2,500	0,361	20,001	374,700	376,558	376,444

Aguas abajo del canal colector se presenta una curva en 90° que se empalma con el canal de aproximación del rápido endentado. Para calcular los parámetros del flujo

aguas arriba de la curva, se utiliza la ecuación de la energía entre esta sección y el inicio del canal de aproximación del rápido.

Considerando la última fila del Cuadro 7.21 en el inicio del canal de aproximación del rápido las condiciones hidráulicas aguas arriba de la curva son las del Cuadro 7.22

Cuadro 7.22. Condiciones hidráulica inicio canal aproximación y aguas arriba curva.

Sección	Z _{fondo}	h	v	B	ZB
-	msnm	m	m/s	m	msnm
Aguas abajo curva (inicio canal de aprox.)	374,70	1,74	1,49	1,86	376,56
Aguas arriba curva	374,70	1,86	1,40	1,96	376,66

Para este cálculo se utilizó como pérdida de carga en la curva $\Delta h = V_i^2/2g$, donde V_i es la velocidad del flujo aguas arriba de la curva. Las condiciones hidráulicas aguas arriba de la curva corresponden a las condiciones hidráulicas aguas abajo del canal colector.

En el Cuadro 7.23, se presentan los parámetros y el eje hidráulico del canal colector desde su inicio hasta la sección de término del vertedero.

Cuadro 7.23. Eje hidráulico y parámetros del canal colector (n = 0,015).

PARAMETROS GEOMETRICOS									
Ancho aguas arriba :		1,50	[m]	Caudal Total :		6,5	[m ³ /s]		
Ancho aguas abajo:		2,50	[m]	Caudal Inicial :		0,0	[m ³ /s]		
Pendiente Talud Izquierdo :		0,000	[H:V]	Carga Vertedero:		0,37	[m]		
Pendiente Talud Derecho :		0,000	[H:V]	Profundidad Final X=L :		1,86	[m]		
Pendiente Longitudinal :		0,03	[m/m]	Caudal Unitario Vertedero :		0,325	[m ³ /s/m]		
Coeficiente de Rugosidad :		0,015	[s/m ^(1/3)]	Caudal Unitario Descarga :		2,60	[m ³ /s/m]		
Longitud del Vertedero :		20,00	[m]	Cota Vertedero:		377,30	[m]		
Número de Tramos :		10	[#]	Cota Fondo en X = 0 :		375,30	[m]		
Longitud de cada Tramo:		2,00	[m]	Sumergencia Vertedero :		-123	[%]		
X	Ancho	Caudal	h	V	Cota Fondo	Cota Agua	PT	Revancha	Sumerg.
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m/m)	(m)	(%)
0,0	1,50	0,00	1,54	0,00	375,30	376,84	0,06	0,46	123%
2,0	1,60	0,65	1,60	0,25	375,24	376,84	0,05	0,46	126%
4,0	1,70	1,30	1,64	0,47	375,18	376,82	0,05	0,48	130%
6,0	1,80	1,95	1,67	0,65	375,12	376,79	0,04	0,51	137%
8,0	1,90	2,60	1,70	0,80	375,06	376,76	0,04	0,54	145%
10,0	2,00	3,25	1,73	0,94	375,00	376,73	0,04	0,57	153%
12,0	2,10	3,90	1,76	1,06	374,94	376,70	0,04	0,60	163%
14,0	2,20	4,55	1,78	1,16	374,88	376,66	0,04	0,64	172%
16,0	2,30	5,20	1,81	1,25	374,82	376,63	0,04	0,67	181%
18,0	2,40	5,85	1,83	1,33	374,76	376,59	0,03	0,71	191%
20,0	2,50	6,50	1,86	1,40	374,70	376,56	0,03	0,74	200%

El umbral del vertedero está a la cota 377,30 msnm. Para el eje hidráulico calculado se establece que el vertedero funciona libre (sumergencia > 100%) y que la revancha calculada del canal colector es de 0,46 m en su inicio ($x = 0$) y de 0,74 m al término del vertedero ($x = 20$).

7.6.3 Rápido Dentado

El Rápido de descarga es una canalización de hormigón armado, de sección rectangular, pendiente en la razón 2:1 (H:V), con una longitud horizontal aproximada de 25,0 m y que posee filas de dientes a lo largo de su desarrollo, de manera de impedir la aceleración del flujo cuando este pasa a través de éstos.

Los cálculos están hechos para el caudal de diseño de la central (6,50 m³/s) y se considera escurrimiento crítico en el extremo de aguas arriba del rápido (grada de empalme con el canal de aproximación). Para el diseño se consideraron las recomendaciones por Khatsuria (2004) [39]. Las dimensiones a determinar se presentan en la Figura 7.21.

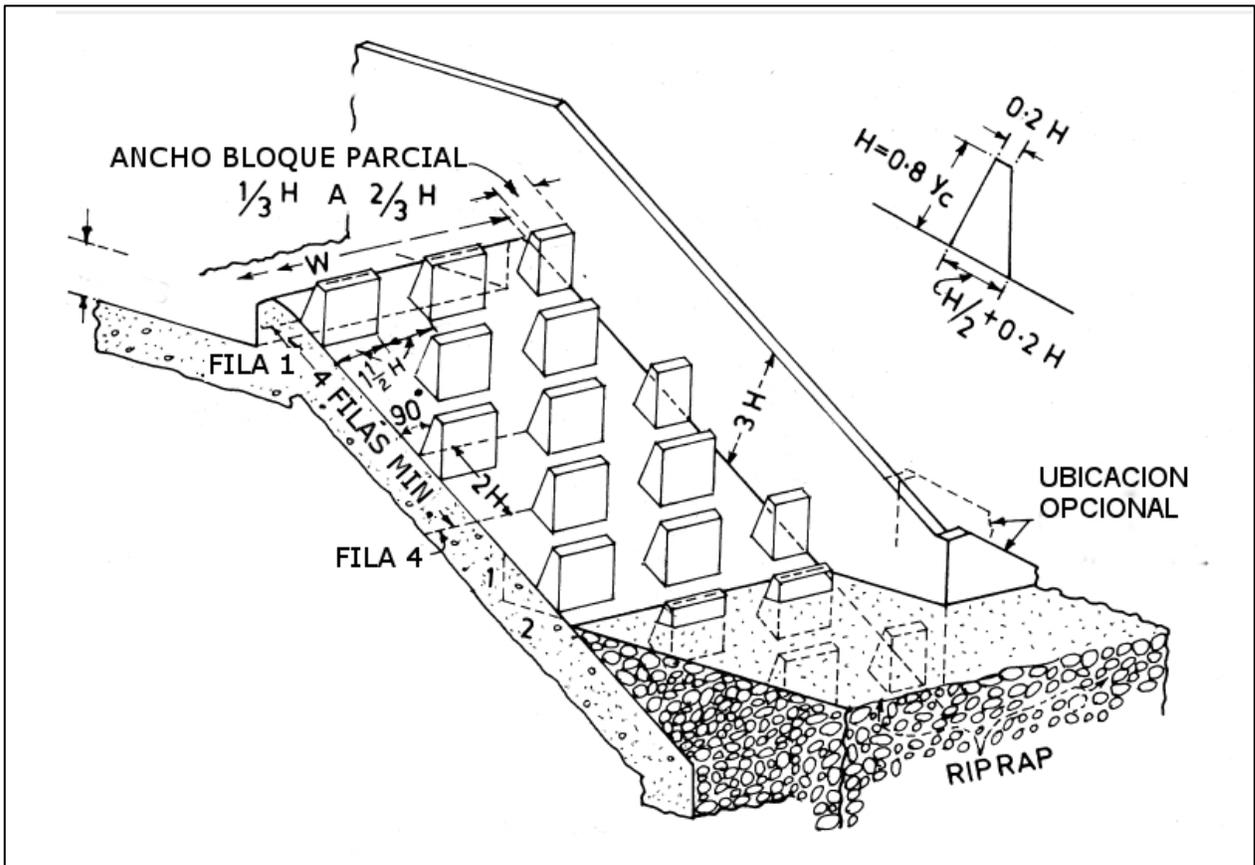


Figura 7.21. Dimensiones Rápido Endentado y sus componentes [32].

7.6.4 Ancho basal

Para determinar el ancho del rápido, se busca tener un caudal por unidad de ancho del orden de los 3 m³/s/m, con lo que se tiene lo siguiente:

$$b = \frac{Q}{q} = \frac{6,50 \text{ m}^3/\text{s}}{3,00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}} = 2,17 \text{ m}$$

donde:

Q = Caudal de diseño de la central (m³/s)

q = Caudal unitario del rápido (m³/s/m)

b = Ancho del rápido (m)

Se considera b = 2,50 m por simplicidad geométrica relativa al diseño y construcción de los elementos que componen el rápido.

7.6.5 Dientes disipadores

A. Altura de dientes

La altura de los dientes de la caída dentada se determina según el siguiente criterio [32]:

$$0,8h_c \leq h_b \leq 0,9h_c$$

donde:

h_c : Altura crítica de escurrimiento en el rápido ($h_c = 0,88 \text{ m}$)

h_b : Altura de los dientes del rápido

La altura de los dientes se fija en $h_b = 0,75 \text{ m}$ de manera de cumplir la condición de diseño.

B. Ancho y espaciamiento entre dientes

Para determinar el ancho y espacio entre los dientes w de una fila, de la Figura 7.21, de una fila se considera lo siguiente [32]:

$$h_b \leq w \leq 1,5h_b$$

Por motivos geométricos se definió el ancho (espacio) de los dientes como $w = 0,75 \text{ m}$. de manera de ser compatible con su ubicación en el ancho del rápido dentado.

C. Ancho de bloques y espaciamentos parciales

Para determinar el ancho de los bloques y espacios parciales w_p , de la Figura 7.21, se tiene el siguiente criterio [32]:

$$\frac{1}{3}h_b \leq w_p \leq \frac{2}{3}h_b$$

donde

w_p = Ancho parcial de los dientes (igual al espacio parcial entre dientes).

Para los dientes que no tienen el ancho completo de un diente se considerará un ancho $w_p = 0,25$ m.

Con valores adoptados para cada ancho, se definen dos tipos de filas de dientes en el rápido endentado. Estas son las impares y las pares, las impares están compuestas por dos dientes de ancho w , un espacio de ancho w y un espacio parcial de ancho w_p , que completan los 2,5 metros de ancho. Las filas pares están compuestas por un diente de ancho w y un bloque parcial de ancho w_p y dos espacios de ancho w , completando así los 2,5 metros de ancho del rápido. Los bloques y espacios incompletos van dispuestos junto a los muros del rápido tal, como se aprecia en la Figura 7.22.

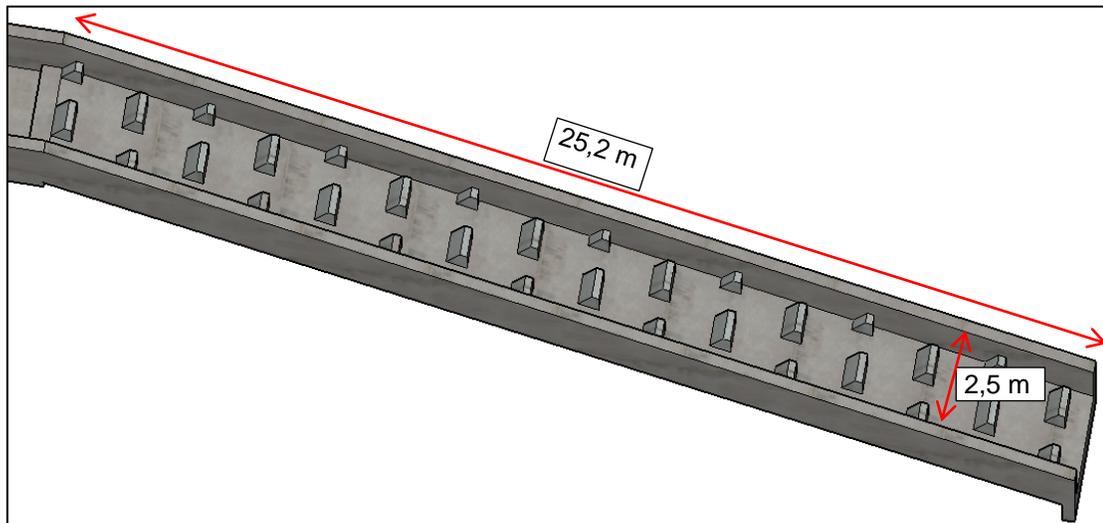


Figura 7.22. Vista isométrica rápido dentado.

El resto de las dimensiones de los dientes, que se aprecian en el detalle presente en la Figura 7.21, son los siguientes:

T = 0,20 m

h_y = 0,67 m

L_b = 0,51 m

D. Distancia entre dientes

La distancia entre la cara de aguas arriba entre dos filas de dientes consecutivas (S) se determina con la siguiente relación [32]:

$$S = \text{máx}(2h_b ; 1,80 \text{ m})$$

Luego la distancia entre dos filas de dientes es $S=1,80 \text{ m}$.

7.7. TUBERIA EN PRESION

La tubería en presión será de acero, con un diámetro interior de 1,80 m, diámetro preliminar para mantener una velocidad bajo 3,0 m/s, y una longitud de 368 m, desde la salida de la cámara de carga hasta el ingreso a la casa de máquinas. La tubería estará enterrada entre 0,5 a 1,0 m, según el diseño adoptado.

7.7.1 Pérdidas de carga

A. Pérdidas de carga singulares en la tubería

Las pérdidas de carga singulares se expresan como:

$$P_{\text{sing}} = K_s \frac{v^2}{2g}$$

donde,

v : velocidad media en la tubería

K_s : coeficiente de pérdida de carga singular

i. **Reja**

La pérdida de carga singular asociada a la reja de entrada puede ser evaluada con la expresión de Berezinsky [16] del ANEXO V, en este caso las dimensiones referenciales de la reja son más pequeñas:

L : Longitud de los barrotes en el sentido de flujo = 75 mm

b : Separación entre los barrotes = 25 mm

k_d : Coeficiente de Detritus, limpieza manual = 2,0

k_f : Coeficiente de forma, barrotes rectangulares = 0,51

p : Razón entre el área de llenos y el área total de la reja = 0,26

θ : Ángulo de la reja con respecto a la horizontal = 72°

Por otro lado la reja tiene 2,5 m de ancho y 3,0 m de alto, por lo tanto, la velocidad en la reja es de 0,87 m/s. Luego:

$$\Delta H_R = 0,066 \text{ m}$$

ii. Reducción en la bocina de entrada

Aguas abajo de la sección de rejas se transita a una sección cuadrada de 1,8 x 1,8 m. Dado que esta transición corresponde a un angostamiento se considera un coeficiente de pérdida de carga:

$$K_a = 0,06$$

La velocidad después de la bocina de entrada (sección cuadrada) es,

$$V_{\text{boc}} = 2,00 \text{ m/s}$$

Por lo tanto, las pérdidas singulares debido a la reducción de sección corresponden a:

$$\Delta H_{\text{bocina}} = 0,06 \times \frac{2,0^2}{2g} = 0,012 \text{ m}$$

iii. Reducción en la transición a la tubería

Al inicio de la tubería en presión se tiene una reducción de sección. Se transita desde una sección cuadrada de 1,8 x 1,8 m a la sección circular de la tubería de 1,8 m de diámetro. Para esta singularidad se considera un coeficiente de pérdida de carga:

$$K_a = 0,06$$

La velocidad en la tubería es:

$$V_{\text{tub}} = 2,55 \text{ m/s}$$

Por lo tanto, las pérdidas singulares debido a la reducción de sección corresponden a:

$$\Delta H_{\text{transición}} = 0,06 \times \frac{2,55^2}{2g} = 0,020 \text{ m}$$

La tubería presenta 8 cambios de dirección (3 son horizontales y 5 verticales). El coeficiente de pérdida total asociado a estas curvas, según Miller (1978)[14] se expresa como:

$$K_b = \sum K_b^* \cdot C_{Re} \cdot C_o \cdot C_f$$

donde,

K_b^* : Coeficiente de pérdida singular de cada curva, en función del ángulo θ

θ : Angulo de la curva en grados

C_{Re} , C_o , C_f : coeficientes que se determinan en función del número de Reynolds (Re) y rugosidad de la tubería (f).

$$Re = 3.723.073$$

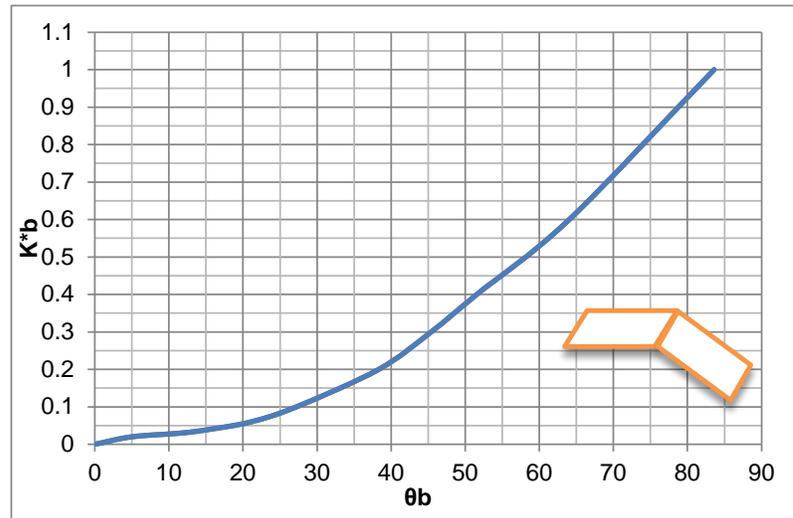


Figura 7.23. Gráfico coeficiente K_b^* .

$$v_c = 1,23 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad : \text{ viscosidad cinemática del agua a } 12 \text{ C}^\circ$$

$$\varepsilon = 0,030 \text{ mm} \quad : \text{ aspereza de la tubería de acero}$$

$$f = 0,25 / [\log(5,74 / Re^{0,9} + \varepsilon / (3,7D))]^2 = 0,0102 \text{ (ver numeral 7.7.2)}$$

$$C_{Re} = 1,0$$

$$C_f = 0,0096 / 0,0094 = 1,02$$

$$C_o = 1,0$$

La pérdida de cada curva se muestra en el Cuadro 7.24.

Cuadro 7.24. Coeficientes de Pérdida de Carga en las curvas.

Curva	θ ($^\circ$)	K_b^*
H1	16,3	0,052
H2	22,14	0,064
H3	15,56	0,050
V1	4,33	0,023
V2	3,24	0,020
V3	24,14	0,068
V4	24,14	0,068
	K_b^*	0,346

La pérdida de carga singular asociada a las curvas es de:

$$\Delta H_{\text{curvas}}=0,12 \text{ m}$$

iv. Pérdida de carga en la válvula de protección

Cada unidad considera una válvula de protección tipo Mariposa, de acuerdo Miller (1978)[14], para esta válvula se considera:

$$K_{\text{válvula}}=0,15$$

Para efectos de cálculo se considera que la velocidad en la válvula corresponde a la velocidad en la tubería ($v=2,55 \text{ m/s}$), entonces:

$$\Delta H_{\text{válvula}}=0,15 \frac{V_{\text{tub}}^2}{2g}=0,05 \text{ m}$$

v. Pérdida de carga singular total

La pérdida de carga singular total es:

$$\Delta H_{\text{singular}}=0,30 \text{ m}$$

7.7.2 Pérdidas friccionales de tubería en presión

Se ha usado la expresión de Darcy-Weisbach, cuya expresión es:

$$\Delta h_f = f \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2g} \quad (\text{m})$$

donde:

$$f = 0,25 / [\log(5,74 / \text{Re}^{0,9} + \varepsilon / (3,7 D))]^2 \quad : \text{ factor de fricción}$$

L : longitud de desarrollo de la tubería

V : velocidad media del flujo en tubería

D : diámetro interior tubería

Re : número de Reynolds,

ε : aspereza de la tubería de acero

ν_c : viscosidad cinemática del agua a 12 C°

g : aceleración de gravedad (9,8 m/s²)

La pérdida de carga friccional se muestra en el Cuadro 7.25.

Cuadro 7.25. Pérdida de carga friccional.

v	D	Re	ϵ	v_c	f	L	$\Delta H_{\text{friccional}}$
2.55	1.8	372307	0.03	$1.23 \cdot 10^{-6}$	0.0102	388	0.7

7.7.3 Pérdidas de carga total tubería

La pérdida de carga total en la tubería está dada por:

$$\Delta H = \Delta H_{\text{friccional}} + \Delta H_{\text{singular}} = 1,00 \text{ m}$$

Expresando la pérdida total en la tubería como una función del caudal al cuadrado (Q^2) resulta:

$$P_{\text{Total}} = Kq \times Q^2$$

$$Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Kq = 0,023862$$

$$P_{\text{Total}}(Q) = 0,023862Q^2$$

7.7.4 Cálculo del diámetro económico

Para realizar el cálculo del diámetro económico se debe calcular el costo de la tubería y el costo de la energía no generada por las pérdidas de carga en la tubería.

Para la estimación del valor de la energía no generada por la existencia de las pérdidas de carga de la central, se determinó la energía teórica de la central, sin pérdidas de carga de ningún tipo. Luego se estimó una energía generada para cada diámetro, considerando las pérdidas que se producen entre la cámara de carga y la turbina. Los valores medios anuales de energía generada, obtenidos sobre la base de procesar la matriz de energía de la central para cada diámetro, son los dados por el Cuadro 7.26 :

Cuadro 7.26. Costo de la energía.

D		Energía Máx.	Δ Energía	VP Energía	VP Energía Máx.	Costo Energía
(m)	(MWh/año)	(MWh/año)	(MWh/año)	(MUS\$)	(MUS\$)	(MUS\$)
1,6	6.53	6.94	0.41	6155.70	6538.67	600.50
1,7	6.63	6.94	0.30	6253.09	6538.67	454.56
1,8	6.71	6.94	0.23	6321.57	6538.67	354.54
1,9	6.76	6.94	0.18	6370.55	6538.67	281.03
2,0	6.80	6.94	0.14	6406.09	6538.67	229.03
2,1	6.82	6.94	0.11	6432.17	6538.67	191.00
2,2	6.84	6.94	0.09	6451.48	6538.67	162.92

Estos valores se han obtenido considerando que la energía media anual de esta central tiene un valor de 100 US\$/MWh y adoptando una actualización en un período de 30 años al 10% de tasa de descuento.

Las pérdidas de carga para cada diámetro se muestran en el ANEXO VI, mientras que los costos asociados a cada diámetro de la tubería se calculan en base al precio unitario del Cuadro 8.1, del caso base base D=1,8 m (5US\$/kg).

Cuadro 7.27. Determinación Diámetro Óptimo Tubería en Presión

D	e	Costo Tubería Acero				Costo Energía	Costo Total
		Volumen	Peso	C. Unitario	C. Total		
m	mm	m ³	kg	US\$/kg	MUS\$	MUS\$	MUS\$
1.6	8	14.87	116746.37	4.75	554.55	600.50	1155.04
1.7	8	15.80	124006.71	4.88	604.53	454.56	1059.10
1.8	8	16.72	131267.06	5.00	656.34	354.54	1010.87
1.9	8	17.65	138527.41	5.13	709.95	281.03	990.98
2	8	18.57	145787.75	5.25	765.39	229.03	994.41
2.1	10	24.39	191491.63	5.38	1029.27	191.00	1220.26
2.2	10	25.55	200567.07	5.50	1103.12	162.92	1266.04

Cabe mencionar que para diámetros mayores a 2,0 el espesor mínimo corresponde a 10 mm. Los resultados se muestran en la Figura 7.24.

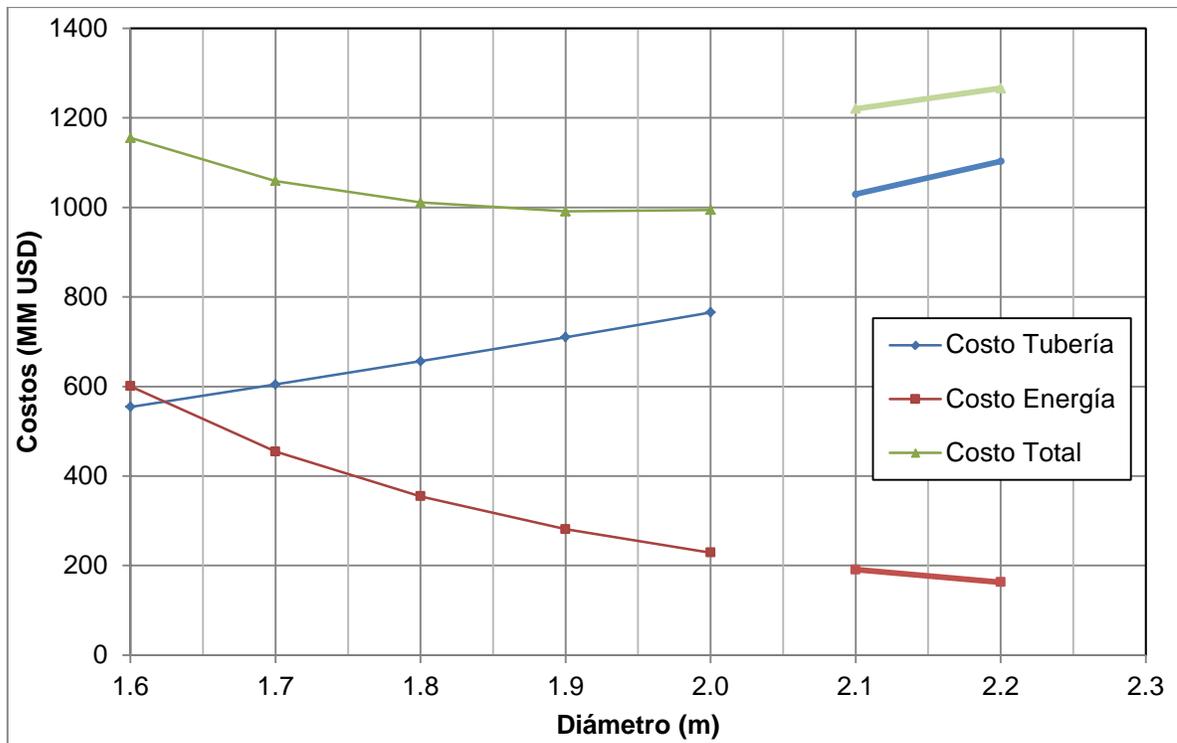


Figura 7.24. Diámetro óptimo Central Chirre.

La discontinuidad presente en el gráfico de la Figura 7.24 se debe al salto del espesor mínimo de 8 mm a 10 mm. Analizando la Figura 7.24, se aprecia que la curva de costo total es prácticamente constante entre D=1,8 m y D=2,0 m. Se ha optado para la central un diámetro D=1,8 m ya que si los costos de la tubería sufren un alza, el óptimo se desplazará hacia un diámetro menor. Por otro lado la tubería con D=1,8 m es más

rígida que la de $D=2,0$ m, por lo que se deforma menos, y al largo plazo puede compensar parte de las pérdidas con respecto a la de 2,0 m de diámetro.

7.8. CASA DE MÁQUINAS Y CANAL DE DEVOLUCION

La casa de máquinas está diseñada para albergar la turbina Ossberger y los demás componentes electro-generadores. Como está ubicada próxima a la ribera izquierda del río Chirre, ésta se diseñó de hormigón mayoritariamente para protegerla de las crecidas del río. El nivel de la crecida para $T=500$ años alcanza el nivel 361,93 msnm (ver ANEXO III, perfil P7 zona restitución), luego el patio de montaje deberá situarse sobre esta cota. El techo de la casa de máquinas será desmontable, así se podrán instalar los equipos grandes con una grúa transportable. Para movimientos de equipos más pequeños se instalará una grúa de 5 ton al interior de la casa de máquinas. La forma de la casa de máquinas se muestra en la Figura 7.25.

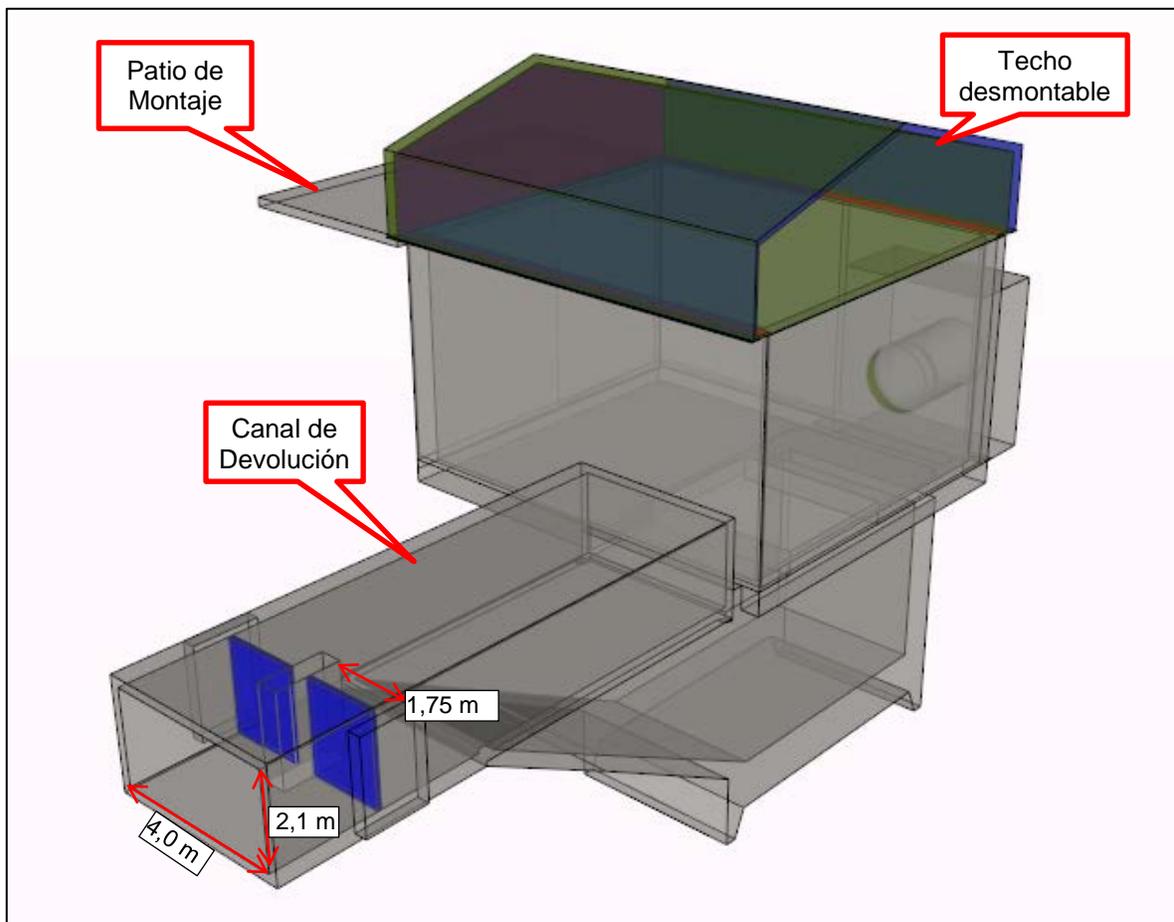


Figura 7.25. Vista isométrica casa de máquinas.

7.9. ALTURA NETA DE LA CENTRAL

La central Chirre restituye las aguas al río muy cercano (unos 50 m aguas arriba) a la bocatoma de la central hidroeléctrica Don Walterio, la que consiste en una barrera vertedora. El nivel de restitución para condiciones normales de operación de la central

Chirre se asume igual a la elevación de la poza generada por la bocatoma de la central Don Walterio. En base a lo anterior y los cálculos del numeral 7 se determina la altura neta de la central Chirre, la cual se muestra en Cuadro 7.28.

Cuadro 7.28. Altura neta central Chirre.

Parámetro	Valor	Unidad
Nivel Cámara de Carga	377,30	m
Nivel Restitución	357,00	m
Altura Bruta	20,30	m
H neta	19,30	m

8. EVALUACION ECONOMICA

En este capítulo se detallan los costos asociados al proyecto. En base a estos resultados se determina la inversión necesaria para ejecutar la construcción y posterior operación de esta central. Luego se realizó un análisis técnico-económico para conocer la viabilidad de la realización del proyecto.

8.1. ALTERNATIVAS

Para tener una visión más amplia de la factibilidad de la central se elaboró una alternativa paralela (alternativa 2) en cuanto al diseño de las obras civiles de la central, la cual, a priori, resulta más económica. Para esta alternativa no se realizaron cálculos hidráulicos ya que considera solo cambios en las obras de disipación de energía. El primer cambio considera el reemplazo del colchón disipador ubicado aguas abajo de la barrera vertedora, por un enrocado de doble capa de 300 kg aguas abajo de la barrera. El segundo cambio de la alternativa considera suprimir el rápido dentado y en su reemplazo también la instalación de enrocado de 300 kg de doble capa. Esto debido a que, en una visita a terreno posterior, se pudo apreciar que el lecho del río tiene una gran presencia de roca, por lo que no sería necesario contar con los disipadores, ya que no se generarían mayores problemas de socavación. De todas maneras, en caso de realizarse el proyecto, se estima necesario un estudio de la granulometría del lecho y un estudio de socavación que pueda concluir sobre la factibilidad de esta alternativa.

En las figuras a continuación se muestran los cambios realizados a la bocatoma y a la obra de seguridad que forman parte de la alternativa 2.



Figura 8.1. Cambio a bocatoma, alternativa 2.

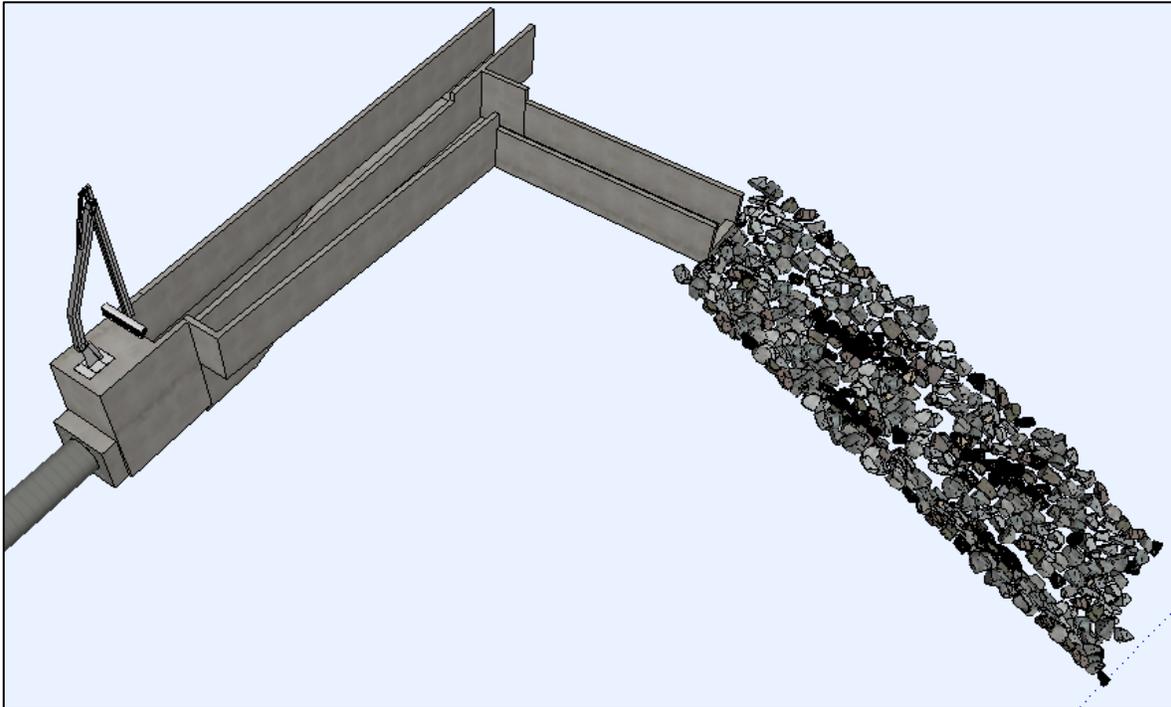


Figura 8.2. Cambio a obra de seguridad, alternativa 2.

8.2. PRESUPUESTO DE LAS OBRAS

8.2.1 Cubicación

A partir de las obras diseñadas se procedió su cubicación para determinar las cantidades de obras. En el ANEXO VII se muestran las cubicaciones de movimientos de tierra y obras civiles.

8.2.2 Precios Unitarios

Los precios unitarios considerados para las obras civiles del proyecto fueron obtenidos de un proyecto hidroeléctrico ubicado en la IX región, en la comuna de Curarrehue, de características similares a la zona de emplazamiento de este proyecto.

Cuadro 8.1. Precios unitarios del proyecto.

Item	Unidad	US\$
Hormigon grado h-30	m ³	308,03
Hormigon grado h-10	m ³	171,99
Acero armaduras a63 - 42h	kg	2,00
Excavacion material comun (suelo)	m ³	5,72
Excavacion en roca	m ³	44,98
Material fluvial compactado	m ³	9,16
Material de relleno	m ³	10,66
Relleno compactado	m ³	15,31
Cama arena compactada	m ³	13,58

Cuadro 8.1. Precios unitarios del proyecto. (Continuación).

Item	Unidad	US\$
Enrocado 200 kg	m ³	65,08
Enrocado 300 kg	m ³	76,47
revestimiento de adoquines	m ²	184,16
acero estructural a 37-24 es	kg	10,36
acero tubería	kg	5,00

Estos precios unitarios, consideran un 35% de gastos generales y utilidades del contratista.

8.2.3 Presupuesto de las Obras Civiles

Sobre la base de los diseños de las obras civiles y de sus respectivas cubicaciones, aplicando los precios unitarios de cada una de los ítems, se determinó el presupuesto del total de la central para las dos alternativas, el cual se presenta a continuación. El detalle del presupuesto se muestra en el Cuadro 8.2

Cuadro 8.2. Presupuesto de la Central Chirre.

Alternativa	miles USD
1	4162
2	3867

8.3. ANALISIS ECONOMICO

8.3.1 Características de la Central

Debido a que la estimación de la energía media anual de la central se utilizó una matriz de caudales medios mensuales, fue necesario hacer una corrección que permitiera tomar en cuenta las variaciones del caudal medio diario. En efecto, al utilizar solo caudales medios mensuales, tácitamente se supone una cierta capacidad de regulación de la bocatoma, lo que en la realidad no existe. Por lo anterior se debe tratar de utilizar matrices de caudales medios diarios para evaluar la producción de energía de una central de pasada, pero cuando no se dispone de esa información se utiliza un factor que permite corregir esa sobre estimación de la energía. En este caso se ha considerado un factor de corrección igual a 0,88, valor intermedio respecto de los obtenidos en estudios de cuencas similares donde se ha contado con registros fluvigráficos en cuencas pluviales sin control fluviométrico. En estas cuencas se determinaron valores entre 0,85 y 0,90 para este factor, que permite tomar en cuenta las variaciones del caudal medio diario respecto del promedio mensual.

Así, el valor medio anual la energía producida por la central determinado en el ANEXO VIII, de 6,63 GWh-año, estimado con caudales medios mensuales, para los fines de la evaluación económica fue afectado corregido por el factor 0,88 antes señalado quedando en 5,83 GWh-año.

A continuación en el Cuadro 8.3 se muestran las características básicas de generación de la central Chirre.

Cuadro 8.3. Características de la Central.

Parámetro	Valor	Unidad
Caudal de diseño	6,50	m ³ /s
Altura bruta	20,3	m
Altura neta	19,3	m
Potencia instalada	1,00	MW
Potencia suficiencia	0,40	MW
Energía media anual	5,83*	GWh-año
Factor de planta	0,67	-

Del Cuadro 8.3 se aprecia que el factor de planta de la central bajo estas condiciones es de $f_p=0,67$.

8.3.2 Parámetros económicos

En base a antecedentes de proyectos hidroeléctricos realizados en los últimos años y de información del portal del CEDEC, se estimaron diversos parámetros económicos para la evaluación del proyecto, los cuales se muestran en el Cuadro 8.4.

Cuadro 8.4. Parámetros económicos.

Parámetro	Valor	Unidad
Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	Diciembre 2014	
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	año
Años de inversión	2	año
Años puesta en servicio	2	año
Precio de energía	100	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00% del Presupuesto	

8.3.3 Resultados y sensibilidad

En base en lo anterior se realizó la evaluación económica para cada alternativa del proyecto. Cabe mencionar que para todos los análisis se consideró un financiamiento del 50% por parte del propietario. El detalle de la evaluación económica se adjunta en el ANEXO IX. Los resultados se muestran en el Cuadro 8.5.

Cuadro 8.5. Resultados evaluación económica.

Parámetro/Indicador	Alternativa 1	Alternativa 2	Unidad
VPN	-67	149	MUS\$
TIR	9,7	10,8	%
Inversión total	4162	3867	MUS\$
Costo kW instalado	4162	3867	US\$/kW

Por último se realizó una análisis de sensibilidad para cada alternativa, en que se hizo variar el precio de la energía entre 80 US\$/kWh a 120 US\$/kWh, para ver cómo se comportan los indicadores económicos bajo esas condiciones. Los resultados se muestran en Cuadro 8.6 y las Figura 8.3 y Figura 8.4.

Cuadro 8.6. Análisis de sensibilidad.

Precio Energía MWh	Alternativa 1		Alternativa 2	
	VAN	TIR	VAN	TIR
80	-730,3	6,4	-514,0	7,3
90	-398,6	8,1	-182,3	9,1
100	-67,0	9,7	149,3	10,8
110	264,7	11,3	481,0	12,5
120	596,3	12,8	812,6	14,2

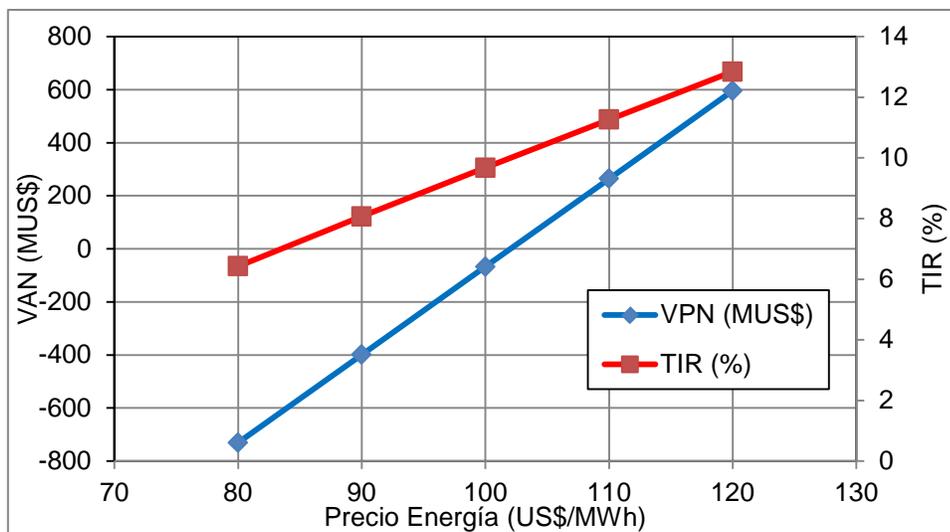


Figura 8.3. Sensibilidad para alternativa 1.

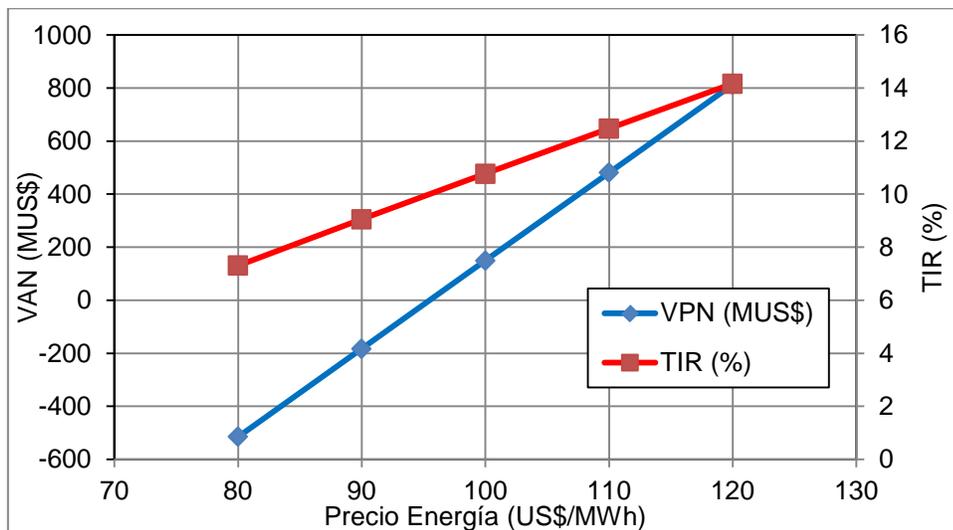


Figura 8.4. Sensibilidad para alternativa 2.

Se aprecia en el Cuadro 8.6 que el VPN, para el caso base de 100 US\$/MWh, de la alternativa 1 da un valor de -67 MUS\$ y una TIR de 9,7%, mientras que la alternativa 2 tiene un VPN 149 MUS\$ y un TIR de 10,8%. Esto muestra que ambas alternativas se encuentran en un punto sensible de factibilidad. Para valores del precio de la energía menores a 100 US\$/MWh el proyecto para la alternativa 1 claramente ya no es rentable, para la alternativa 2 el escenario resulta algo más favorable, pero también con resultados negativos. Por otro lado, ambas alternativas son altamente factibles para precios de la energía mayores al caso base.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha realizado un estudio a nivel de factibilidad de la central Chirre, en el cual se ha hecho una evaluación técnica y económica, cuyos resultados permite concluir que en principio la central sería rentable, dependiendo de la profundización de ciertos aspectos, especialmente relacionados con la necesidad de contar con más estudios de terreno, tales como prospecciones y topografía de detalle. No obstante lo anterior, los resultados hacen recomendable continuar con el desarrollo del proyecto.

Se consideraron dos alternativas de obras civiles para la central, las que solamente se diferencian en la solución dada para las obras de disipación en la descarga de la barrera vertedora y en las obra de seguridad. El costo de total de las obras diseñadas (obras civiles y equipos electro mecánicos) es de MUS\$ 4162 y de MUS\$ 3867 para la alternativa 1 y 2 respectivamente. Como la potencia instalada de la central es de 1 MW, los costos unitarios de la central son 4162 US\$/kW y de 3867 US\$/kW, valores un tanto altos, pero usuales en este tipo de pequeñas centrales hidroeléctricas de pasada.

En principio se ha recomendado la alternativa 2, obras que presenta un menor costo estimado en 216 MUS\$, pero que tiene una condicionante relacionada con la factibilidad de proyectar las obras de disipación con una descarga directa al lecho rocoso que se observa en la zona de emplazamiento de la central. Respecto a este punto cabe mencionar que si bien en terreno se observó que en el lecho del río hay afloramientos rocosos, es necesario confirmarlo mediante estudios más específicos, para asegurar la factibilidad de la disipación de energía, tanto en la barrera como en la obra de seguridad, sin originar socavaciones que puedan erosionar el lecho y dañar las estructuras de la central.

De acuerdo con el diseño realizado, el ítem más importante es la aducción, que considera una tubería, con un costo estimado en MUS\$ 482,2 MUS\$, equivalentes al 16,0% y 17,4% del costo total de las obras civiles de la central en las alternativas 1 y 2 respectivamente. Un estudio específico de mecánica de suelos podría aclarar la presencia de roca en este tramo, lo que dependiendo de sus resultados podría permitir diseñar una solución más económica, que por ejemplo incluyera un canal en parte de la aducción.

Otro aspecto importante a considerar es el precio de la energía que generaría la central. En este caso se evaluó el proyecto con un costo constante de 100 US\$/MWh. De acuerdo con estudios específicos, este valor podría ser más alto en los primeros años de operación para luego estabilizarse en un valor levemente inferior al usado en este caso. Esto sería materia de un análisis específico posterior, pero debería ser importante para la factibilidad de la central, ya que se podría contar con mayores ingresos en los primeros años de operación de la central, respecto de los considerados en este estudio.

Se realizó una evaluación económica considerando un financiamiento mixto, en que el propietario de los derechos de agua financiaría un 50% de la inversión total. El caso base estudiado dio un VPN de -67 MUS\$ y una TIR del 9,7% para la alternativa 1 mientras que para la alternativa 2 el VPN fue de 149 US\$ y una TIR de 10,8%. Además se realizó un análisis de sensibilidad para un precio de la energía con variación entre 80 US\$/MWh y 120 US\$/MWh, para ver el comportamiento de los indicadores económicos.

Finalmente, sobre la base del análisis realizado, se puede concluir que sería interesante avanzar en el desarrollo de este proyecto, ya que bajo los escenarios actuales del mercado energético en el país, la central Chirre presenta las características que hacen pensar que su desarrollo podría ser viable, a pesar que existen algunos puntos que deberían ser analizados con mayor detalle en etapas más avanzadas del proyecto.

10. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Anagnostopoulos JS, Papantonis DE, Optimal sizing of a run-of-river small hydropower plant, *Energy Conversion and Management* 2007;48 (10):2663–70
- [2] Sachin M., Singal S.K., Khatod D.K, Optimal installation of small hydropower plant— A review, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 2011; (15) 3862–3869
- [3] Zelenakova M, Zvijakova L, Purcz P, Small Hydropower Plant—Environmental Impact Assessment Case Study, *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, 2013 Volume 3, Special Issue 4.
- [4] Bøckman, T, Investment timing and optimal capacity choice for small hydropower projects *European Journal of Operational Research*,2008, vol.190 255–267,
- [5] Paish O, Small hydropower technology and current status, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*,2002;(6):537–56.
- [6] Kilama D, Review of small hydropower technology, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 2013; (26) 515–520.
- [7] Punys P, Tools for Small Hydropower Plant Resource Planning and Development: A Review of Technology and Applications, *Journal Energies*, 2011, vol.4, 1258-1277.
- [8] Guidelines For Hydraulic Design Of Small Hydro Plants, Alternate Hydro Energy Center/Indian Institute of Technology Roorkee, 2011.
- [9] Sharma H, Singh J, Run off River Plant: Status and Prospects *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)*, 2013, (3) 2278-3075.
- [10] Haakon T, Development of small versus large hydropower in Norway comparison of environmental impacts, *Energy Procedia*, 2012, (20) 185 – 199.
- [11] Santolin A, Techno-economical method for the capacity sizing of a small hydropower plant, *Energy Conversion and Management*, 2011 (52) 2533–2541.
- [12] Sinhg G, A Review of Desilting Basins Used in Small Hydropower Plants,*International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering* 2013, (3) 5 440 – 444.
- [13] Kumar A, *Renewable Energy Sources and Climate Change Mitigation*, 2011 Chapter 5 - Hydropower 437-496, Cambridge University Press.
- [14] Miller D.S. *Internal Flow System* (2nd Edition) 1990, BHR Group Limited, Inglaterra.
- [15] Leylan B, *Small Hydroelectric Engineering Practice* 2014, CPI Group, Inglaterra.
- [16] Mery H, *Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras*, 2013, RL Editores, Chile.
- [17] Ortíz R, *Pequeñas Centrales Hidroeléctricas*, 2001, Mc Graw Hill, Colombia.

- [18] Puertas, J.; Pena, L.; Teijeiro T. (2004). An experimental approach to the hydraulics of vertical slot fishways. *Journal Hydraulic Engineering*, 130, p. 10-24.
- [19] Odeh, M., (ed.) (1999). *Innovations in fish passage technology*. American Fisheries Society, Bethesda, Maryland.
- [20] *Cost Base for Small-Scale Hydropower plants 2012*, Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE).
- [21] Ordoñez, Rodolfo, *Metodología de Identificación de Impactos Ambientales en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas De Pasada en Cauces Naturales, Estudio De Caso, Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil*, Universidad de Chile, 2011.
- [22] Reporte CER Abril 2014, Estado de Proyectos ERNC en Chile, http://www.cifes.gob.cl/mailling/2014/abril/REPORTE_Abril%20Dise%20f1o%20V1.pdf
- [23] Química Industrial Suiza. (Consulta 2014, Noviembre) QSI [online]. <http://www.qsindustrial.biz/es>
- [24] Tridentes Energy (Consulta 2014, Noviembre) [online]. <http://www.tridentes.com/energy/en/turbines.html>
- [25] Micro Hydro, Hydrogenappliances (Consulta 2014, Noviembre) [online]. <http://www.hydrogenappliances.com/hydro.html>
- [26] Manual CHAC (Cálculo hidrometeorológico de aportaciones y crecidas), 2013, Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX), Ministerio de agricultura, alimentación y medio ambiente, España.
- [27] Cade-Idepe, Diagnóstico y clasificación de los cursos y cuerpos de agua según objetivos de calidad. Cuenca del Río Bueno, 2004, DGA.
- [28] Estudio de impacto ambiental, proyecto Central hidroeléctrica Rucatayo, 2006, Gestión Ambiental Consultores (GAC).
- [29] Geología del Área de Liquiñe-Neltume, Regiones de Los Lagos y de La Araucanía. 2004. Lara, L.; Moreno, H. 23 p., 1 mapa escala 1:100.000.
- [30] Chow, Ven Te et al. 1988. *Hidrología Aplicada*. McGraw-Hill.
- [31] SCS National engineering handbook. (1985). Sección 4: Hidrología. Soil Conservation Service, USDA, Washington, D.C.
- [32] USBR (1987). *Design of small dams*. United States Department of Interior – Bureau of Reclamation.
- [33] Peterka, A. J., (1978). "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators," United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 25, Denver CO, 4th revised printing.

[34] Aplicación informática para el diseño de escalas de peces de hendidura vertical. II Seminario Red de Laboratorios de Hidráulica de España, RLHE. Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (2009). Madrid, España.

[35] Odeh, M., (ed.) (1999). Innovations in fish passage technology. American Fisheries Society, Bethesda, Maryland.

[36] Puertas, J.; Pena, L.; Teijeiro T. (2004). An experimental approach to the hydraulics of vertical slot fishways. *Journal Hydraulic Engineering*, 130, p. 10-24.

[37] Domínguez, F. (1974). Hidráulica. (5ta. ed.). Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile. Universitaria. Santiago, Chile.

[38] Viparelli, C. (1952). Sur proporzionamento dei canali collettori. A servizio discarichi di superficie. *L'Energia Elettrica*, Vol. 29, pp341-353.

[39] Khatsuria, R.M. (2004). *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*- Marcel Dekkers, New York.

ANEXO I: Antecedentes Hidrométricos

PRECIPITACIONES MENSUALES (mm)
 PERIODO: 01/01/1958 - 31/12/2013

Estación: LAGO RANCO

Código BNA: 10307001-5

Cuenca: RIO BUENO

SubCuenca: Afluentes Lago Ranco

Altitud (msnm): 100

Latitud S: 40° 19' 02"

Longitud W: 72° 28' 09"

UTM Norte (mts): 5533882

UTM Este (mts): 715049

Área de Drenaje (km2): 0.00

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1958	88.2	31.1	33.8	162.6	317.2	310.7	327.5	168.8	159.7	9.2	0	0
1959	73.5	28.8	165	254.1	153.2	135.2	265.1	199.7	188.9	213.8	64.4	19.3
1960	68.9	31.2	82.8	91.8	189.6	315.5	310.2	196.9	125	126.5	37.5	69.7
1961	166.1	59.3	93.7	127.5	388.5	253.6	340	365.5	259.5	94	46	29
1962	53.5	5	64	96.5	69	241	98.5	416	146	33.5	146.5	86
1963	59.5	37.5	134	206	201	289.5	358.5	366.5	179.5	170	144	94
1964	96	125	61	85	289.5	181	165	265	210	94	72	225.5
1965	88.5	168.5	79	173.2	181.5	376.5	292	323	78.5	149.5	128.5	89.5
1966	45	27.5	106	232.5	307	473	270	187	108.5	117.5	114	271.5
1967	98.5	128	107.5	71.5	393	142	318	326.5	206	202.5	65.5	54
1968	22.5	214	65	98	225	164.7	122.8	183	147.8	160.7	132.3	171.4
1969	44.6	93.1	54.3	256.4	160.9	237.5	541.9	275.8	272.7	120.2	168.9	67.8
1970	41.7	67.9	83.6	167.8	320.7	235.9	276.4	221.4	169.7	71	105.5	150
1971	86.6	108.8	114.3	114.2	265.5	257.7	345.8	241.5	132	93.5	57	157.5
1972	114	44.5	116	71.5	422.8	232	268.5	234	196	180.5	62	70
1973	125.5	52	68.5	126.5	203.2 %	371	235 %	230	144.5	168.5	50.5	86.5
1974	120	82.5	129.5	35	278	404.7	164.9	140	99.5	27.5	103	93
1975	9	123.5	67	254.9	307.5	216.5	172.5	189.5	84	102.5	138.5	83
1976	139.5	50.5	82.5	46.5	194.5	351	261	114.5	163.5	174	119.5	206
1977	81.5	53.5	76.5	175	290	275.5	447	181.5	179.5	184.5	229	44
1978	70.5 %	37	48	25	303.5	232.5	497.5	146	277.5	218	213	11
1979	22.5	58	46.5	89.5	395.5	135.5	255	439	147.5	154	210	184.5
1980	30.5	163.5 %	76	359	399	263	235.5	239	137.5	19.5	101	158
1981	221.5	24.5	142	145	398	282.5	244.5	226.5	181.5	102.5	43	88
1982	123.5	96.5	81.5	80	372.5	265	331.5	251.5	172.5	190	90.5	21.5
1983	70.5	22	112.5	125	193.5	268.5	183.5	170.5	212.5	79.5	22	15.5
1984	43	111.5	38	149	340	323	265.5	111.5	189	256.5	72	54
1985	69.5	90	118	209.5	323.5	356.5	131	191	116	126	73	49
1986	95.5	125	112.9	258.5	289.5	291	171.5	310.5	108.5	119	179.5	54
1987	13	51.5	137.5	176.5	137	264	407.8	326	184	220.5	68.5	76.5
1988	76	4	80	151	96	212	110.5	231.5	106.5	131.5	60	81.5 %
1989	61	40.5	83.5	103.9	112.1	237	306.1	145	85.5	81.5	73	175
1990	45.5	66.357	93.6426	196	321	259.5	190.5	180	256.5	202.5	101.5	5.5
1991	20.5	16.5	65.5	180	449	363.5	418 %	113.5	256	70	17.5	456.5
1992	2.5	72	148 %	208	97.2	564.1	227.5	118	268.5	207.1	54.5	32.6
1993	30 %	6.5	74.1	71.9	73.5	68.8	274.5	137	81.5	125	77	32.5
1994	21.5	39	89	104	161	267.5	224.5	114.5	186.5	216.5	113.5	107.5
1995	114	10.5	90	288	102	416	273.5	290	87.5	173	69.1	1.8
1996	46.3	95.9	203.7	135.5	246.3	119.3	122	249.6	88.7	132.5	155	95.5
1997	160.7	91.3	33.2	252.7	232.1	392.9	409.4	181.5	179.9	253.1	277.8	58.3
1998	35.4	49.1	49.3	83.2	187.7	123.7	143.1	208.1	92.6	46.1	78.2	87.9
1999	55.7	67.1	111.9	59	207.1	402.8	183.6	332.1	199.5	49.7	144.2	95.2
2000	74.8	201.2 %	104.8	165.5	152.1	645.9	262.9	190.2	244.9	161	175	115.3
2001	151.6	53.9	84	121.6	304.3	340.4	400.6	165.4	89.2	85.5	92.3	21.1
2002	32.9	45.6	214.1	124	272.4	315.1	275.9	317.9	216.8	325.1	206.8	143.2
2003	68.5	53.7	112	124.7	124.9	424.7	200.9	171.1 %	234.2 %	132.7	207.2	185.8
2004	21	17.2 %	77.5	323.9	36.3	475.3	295	264.5	147.8	238.4	143.4	96.4
2005	65.2	4.5	122.3	117.7	529.1	311.7	242.6	236.5	102.5	72.3	334.5	55.3
2006	149.6	90.6	113	227.6	164.5	463.3	253.3	201.1	194.6	192	64.5	196
2007	38.8	31	81.6	179.1	116	179.2	328.2	169.3	129.9	247.8	71.9	85.8
2008	43.1	45.8	76.7	89.6	408.2	179.1	431.2	457.2	72.6	58.5	85.2	50.2
2009	49.6	79.1	60.3	116.3	400.4	264.7	124.7	409.5	128.7	204.3	170.9	83.9
2010	63.6	106.6	137.6	67.5	109.5	304.3	271.7	297.3	96	103.1	127	96.5
2011	105.5	64	110.7	157.9	195	261.5	173	242	259.8	109.8	118.7	31.6
2012	118.9	203.7	74.7	100.3	306.3	350.5	258.5	179.3	131	25.3	68.7	403.1
2013	39.5	116.8	71.3	167.7	320.3	221.7	164.3	228.7	198.9	89.3	118.8	52.7

INDICADORES MESES INCOMPLETOS:
 % : Más de 20 Días con Información en el Mes
 * : 1 - 10 Días con Información en el Mes
 @ : 11 - 20 Días con Información en el Mes

CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m3/s)
PERIODO: 01/01/1980 - 31/12/2013

Estación: RIO NILAHUE EN MAYAY

Código BNA: 10306001-K

Cuenca: RIO BUENO

SubCuenca: Afluentes Lago Ranco

Altitud (msnm): 80

Latitud S: 40° 16' 00"

Longitud W: 72° 14' 00"

UTM Norte (mts): 5538895

UTM Este (mts): 735269

Área de Drenaje (km2): 278.00

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1988	19.85	12.54	12.00	15.98	21.90	33.65	19.28	36.97	24.86	28.24	27.79	26.36
1989	18.43	13.48	13.54	17.32	18.47	46.43	45.05	57.66	34.26	27.00	27.03	42.89
1990	24.89	19.64	25.05	55.06	43.26	45.53	36.64	29.70 @	32.17	33.75	29.28	25.76
1991	18.03	14.25	15.88	21.61	58.83	28.47	36.67	39.25	38.95	28.08	27.50	68.75
1992	26.42	16.43	22.07	32.78	53.64	57.83	38.16	36.75	44.33	46.81	63.87	39.82
1993	30.30	23.99	46.63	57.66	66.49	93.10	88.81	48.68	35.93	31.95	31.19	48.07
1994	24.49	21.24	16.47	29.46	67.63	77.75	59.01	49.48	58.29	47.28	47.47	44.97
1995	38.45	21.52	17.95	33.31	46.61	88.19 %	62.43	46.75	46.62	41.32	35.56	28.61
1996	19.39	18.26	22.45	29.19	41.77	31.32	34.04 %	45.20	32.22	31.48	31.38	19.57
1997	19.26	27.67	13.23	48.76	38.56	69.38	94.05	62.73	46.35	46.19	51.06	37.16
1998	23.40	16.24	14.10	17.41	20.02	24.35	33.58	38.01	22.26	17.08	14.51	12.25
1999	11.02	10.37	10.62	9.81	18.27	53.35	26.79	63.16	50.06	27.45	25.66	20.84
2000	15.75	28.88	19.03	17.47	24.61	90.56	66.66	42.32	38.71	40.50	35.62	36.54
2001	41.37	27.83	25.37	17.52	58.27	79.42	84.09	46.95	29.33	27.98	28.73	23.31
2002	17.72	14.68	29.71	25.26	56.40	50.92	42.67	58.72	44.39	96.81	66.24	46.70
2003	33.78	25.61	16.99	15.03	14.59	95.78	52.51	39.73	46.59	36.71	40.86	33.66
2004	21.27	15.30	14.78	65.48	19.30	97.87	81.82	31.75	32.23	33.26	30.21	26.01
2005	18.32	11.97	16.81	16.61	77.34	79.04	53.97	47.15	31.27	24.53	62.97	38.01
2006	47.67	18.85	18.21	33.71	34.12	80.90	94.58	46.56	44.27	36.11	36.60	41.10
2007	25.45	16.86	13.87	25.05	18.75	22.68	40.98	24.40	33.78	41.55	32.91	28.88
2008	24.65	15.16	13.23	15.49	60.81	31.92	67.34	69.20	46.96	26.35	28.91	18.85
2009	12.69	10.36	9.80	20.74	76.67	36.96	45.37	77.78	36.11	47.40	41.11	34.33
2010	27.43	29.36	18.41	17.70	22.26	52.89	47.61	43.88	27.02	26.64	43.96	34.79
2011	23.84	16.82	15.07	26.89	23.25	29.20	37.85	42.55	47.78	31.03	21.89	14.76
2012	20.45	35.08	33.11	25.27	49.39	89.44 *	42.84	31.53	34.73	24.29	18.95	47.08
2013	20.64	20.85	16.64	16.19	43.58	54.82	48.35	48.74	62.42	27.95	28.28	17.90
2014	18.87	20.27										

* : 1 - 10 Días con Información en el Mes
 @ : 11 - 20 Días con Información en el Mes
 ES: % : Más de 20 Días con Información en el Mes

ANEXO II: Resultados relaciones directas precipitación-escorrentía

Año	P	Es (mm) / Acuencia=72,14 km ²					Qm anual
(-)	(mm)	Grunsky	Peñuelas	Turc	Coutagne	Prom	(m ³ /s)
1958/59	3097,97	2472,97	2597,97	2747,50	2547,97	2591,60	5,94
1959/60	3014,54	2389,54	2514,54	2664,19	2464,54	2508,20	5,75
1960/61	3203,69	2578,69	2703,69	2853,09	2653,69	2697,29	6,18
1961/62	3642,94	3017,94	3142,94	3291,92	3092,94	3136,44	7,18
1962/63	2812,08	2187,08	2312,08	2462,05	2262,08	2305,82	5,28
1963/64	4119,23	3494,23	3619,23	3767,89	3569,23	3612,65	8,28
1964/65	3457,57	2832,57	2957,57	3106,70	2907,57	2951,10	6,76
1965/66	3543,33	2918,33	3043,33	3192,39	2993,33	3036,85	6,96
1966/67	4342,19	3717,19	3842,19	3990,73	3792,19	3835,57	8,79
1967/68	3740,75	3115,75	3240,75	3389,65	3190,75	3234,23	7,41
1968/69	2872,68	2247,68	2372,68	2522,54	2322,68	2366,39	5,42
1969/70	4126,96	3501,96	3626,96	3775,62	3576,96	3620,38	8,29
1970/71	3646,54	3021,54	3146,54	3295,51	3096,54	3140,03	7,19
1971/72	3486,69	2861,69	2986,69	3135,80	2936,69	2980,22	6,83
1972/73	3565,99	2940,99	3065,99	3215,03	3015,99	3059,50	7,01
1973/74	3501,98	2876,98	3001,98	3151,07	2951,98	2995,50	6,86
1974/75	2778,10	2153,10	2278,10	2428,13	2228,10	2271,86	5,20
1975/76	3274,89	2649,89	2774,89	2924,21	2724,89	2768,47	6,34
1976/77	3311,93	2686,93	2811,93	2961,21	2761,93	2805,50	6,43
1977/78	3886,39	3261,39	3386,39	3535,19	3336,39	3379,84	7,74
1978/79	3687,71	3062,71	3187,71	3336,65	3137,71	3181,20	7,29
1979/80	4100,35	3475,35	3600,35	3749,02	3550,35	3593,77	8,23
1980/81	4134,52	3509,52	3634,52	3783,16	3584,52	3627,93	8,31
1981/82	3619,39	2994,39	3119,39	3268,38	3069,39	3112,89	7,13
1982/83	3560,05	2935,05	3060,05	3209,10	3010,05	3053,56	6,99
1983/84	2630,48	2005,48	2130,48	2280,80	2080,48	2124,31	4,87
1984/85	3664,34	3039,34	3164,34	3313,30	3114,34	3157,83	7,23
1985/86	3432,22	2807,22	2932,22	3081,38	2882,22	2925,76	6,70
1986/87	3567,25	2942,25	3067,25	3216,28	3017,25	3060,76	7,01
1987/88	3633,41	3008,41	3133,41	3282,40	3083,41	3126,91	7,16
1988/89	2455,18	1830,18	1955,18	2105,90	1905,18	1949,11	4,46
1989/90	2741,24	2116,24	2241,24	2391,33	2191,24	2235,01	5,12
1990/91	3264,28	2639,28	2764,28	2913,62	2714,28	2757,87	6,32
1991/92	4578,62	3953,62	4078,62	4227,06	4028,62	4071,98	9,33
1992/93	3394,82	2769,82	2894,82	3044,01	2844,82	2888,37	6,62
1993/94	1961,98	1336,98	1461,98	1614,50	1411,98	1456,36	3,34
1994/95	3074,59	2449,59	2574,59	2724,16	2524,59	2568,23	5,88
1995/96	3680,16	3055,16	3180,16	3329,11	3130,16	3173,65	7,27
1996/97	2930,03	2305,03	2430,03	2579,81	2380,03	2423,73	5,55
1997/98	4263,97	3638,97	3763,97	3912,55	3713,97	3757,37	8,61
1998/99	2310,98	1685,98	1810,98	1962,11	1760,98	1805,01	4,13
1999/00	3693,11	3068,11	3193,11	3342,04	3143,11	3186,59	7,30
2000/01	4319,35	3694,35	3819,35	3967,90	3769,35	3812,74	8,73
2001/02	3439,59	2814,59	2939,59	3088,74	2889,59	2933,13	6,72
2002/03	4371,67	3746,67	3871,67	4020,20	3821,67	3865,06	8,85
2003/04	3455,59	2830,59	2955,59	3104,73	2905,59	2949,12	6,76
2004/05	3978,99	3353,99	3478,99	3627,73	3428,99	3472,42	7,95
2005/06	4235,03	3610,03	3735,03	3883,62	3685,03	3728,42	8,54
2006/07	3790,74	3165,74	3290,74	3439,60	3240,74	3284,20	7,52
2007/08	3007,71	2382,71	2507,71	2657,36	2457,71	2501,37	5,73
2008/09	3633,41	3008,41	3133,41	3282,40	3083,41	3126,91	7,16
2009/10	3975,75	3350,75	3475,75	3624,49	3425,75	3469,19	7,95
2010/11	3152,09	2527,09	2652,09	2801,55	2602,09	2645,70	6,06
2011/12	3500,00	2875,00	3000,00	3149,10	2950,00	2993,52	6,86
2012/13	3686,99	3061,99	3186,99	3335,93	3136,99	3180,48	7,29
2013/14	3259,07	2634,07	2759,07	2908,41	2709,07	2752,65	6,31
Prom	3493,06	2868,06	2993,06	3142,30	2943,06	2986,62	6,84

ANEXO III: Modelación HEC-RAS Zona Bocatoma y Restitución

A continuación se presentan los resultados de la modelación del eje hidráulico para el río Chirre, mediante HEC-RAS. Se analizaron las crecidas para T=100, T=250 y T=500 años de periodo de retorno. Debido a la corta distancia entre la captación y restitución (a km aproximadamente) se asumen los mismos caudales para cada zona.

Cuadro III.1. Caudales asociados a cada periodo de retorno.

T (años)	Q (m ³ /s)
T=100	141
T=250	153
T=500	162

Para la modelación se han considerado los siguientes coeficientes de rugosidad de Manning.

Cuadro III.2. Coeficientes de rugosidad empleados en modelación

Zona	Borde Izq.	Cauce	Borde Der.
n	0,040	0,035	0,040

Estos coeficientes se determinaron en base a una inspección visual en terreno. En la Figura III.1 y Figura III.2 se muestran, respectivamente, las imágenes del río en la zona de bocatoma y restitución.



Figura III.1 Zona Bocatoma.



Figura III.2 Zona Restitución.

Zona Bocatoma

En la siguiente figura se muestra la ubicación de cada perfil de la modelación.

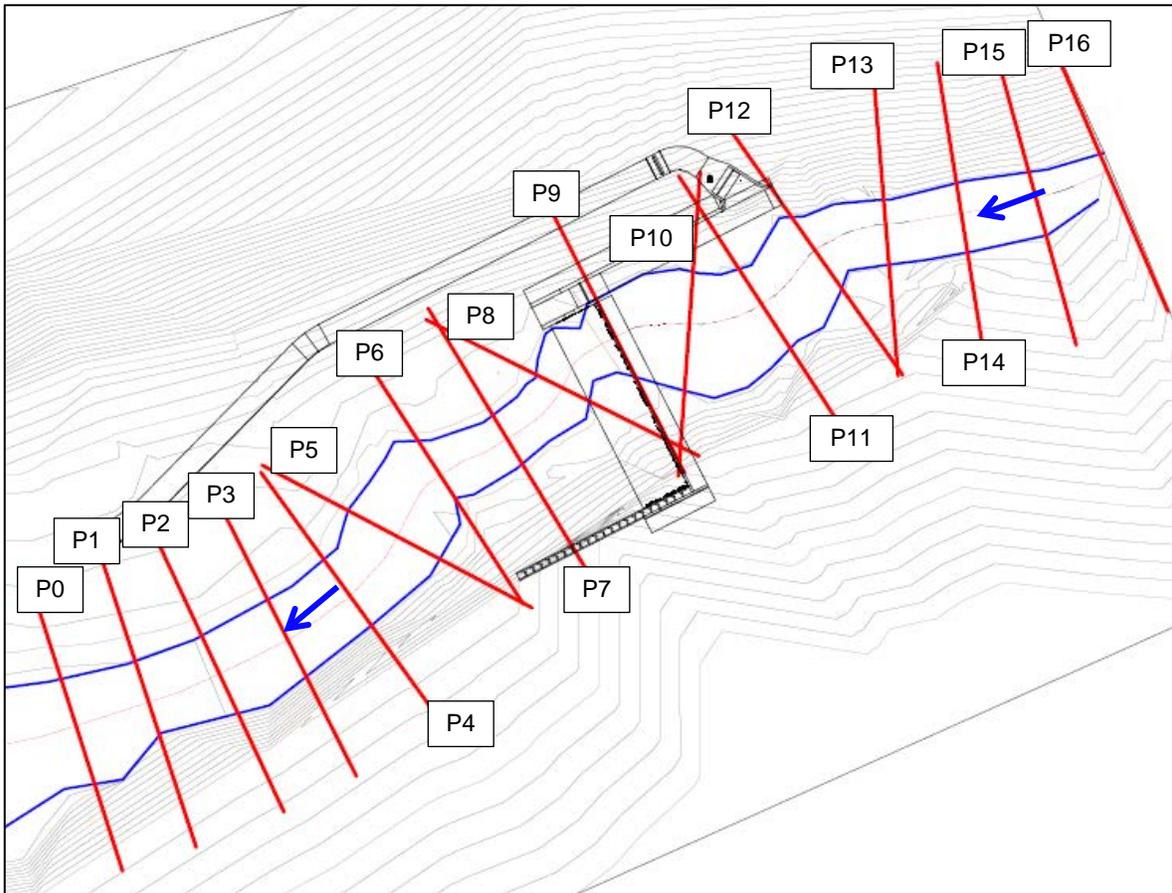


Figura III.3. Planta perfiles zona bocatoma.

Para la modelación se asumió altura normal en el perfil P16 para una pendiente de 0,017 m/m, debido al remanso que se puede apreciar en la Figura 1. Aguas abajo se asumió crisis.

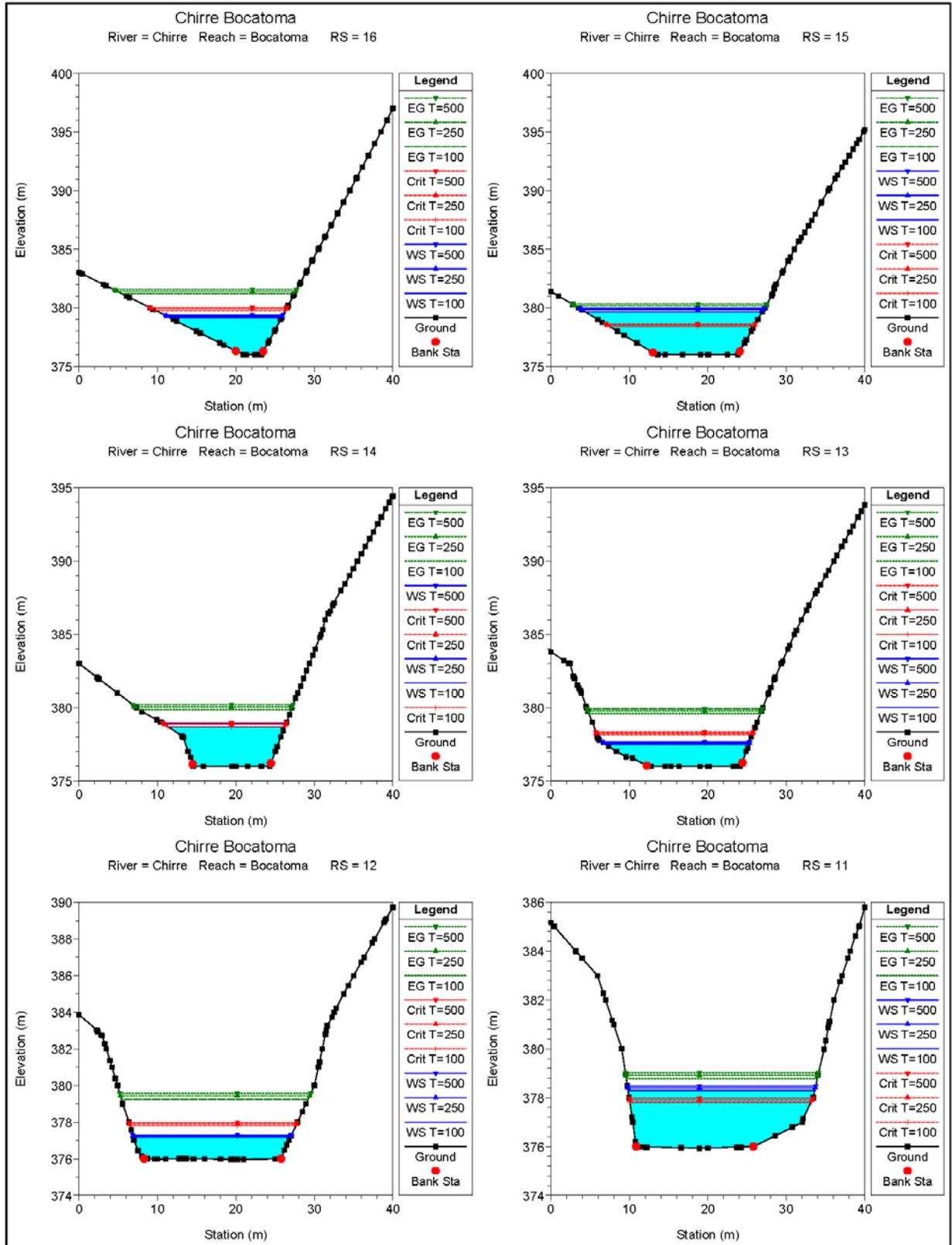
Los resultados de la modelación se muestran en el Cuadro III.3. Las figuras de los perfiles de la modelación se adjuntan después de este cuadro.

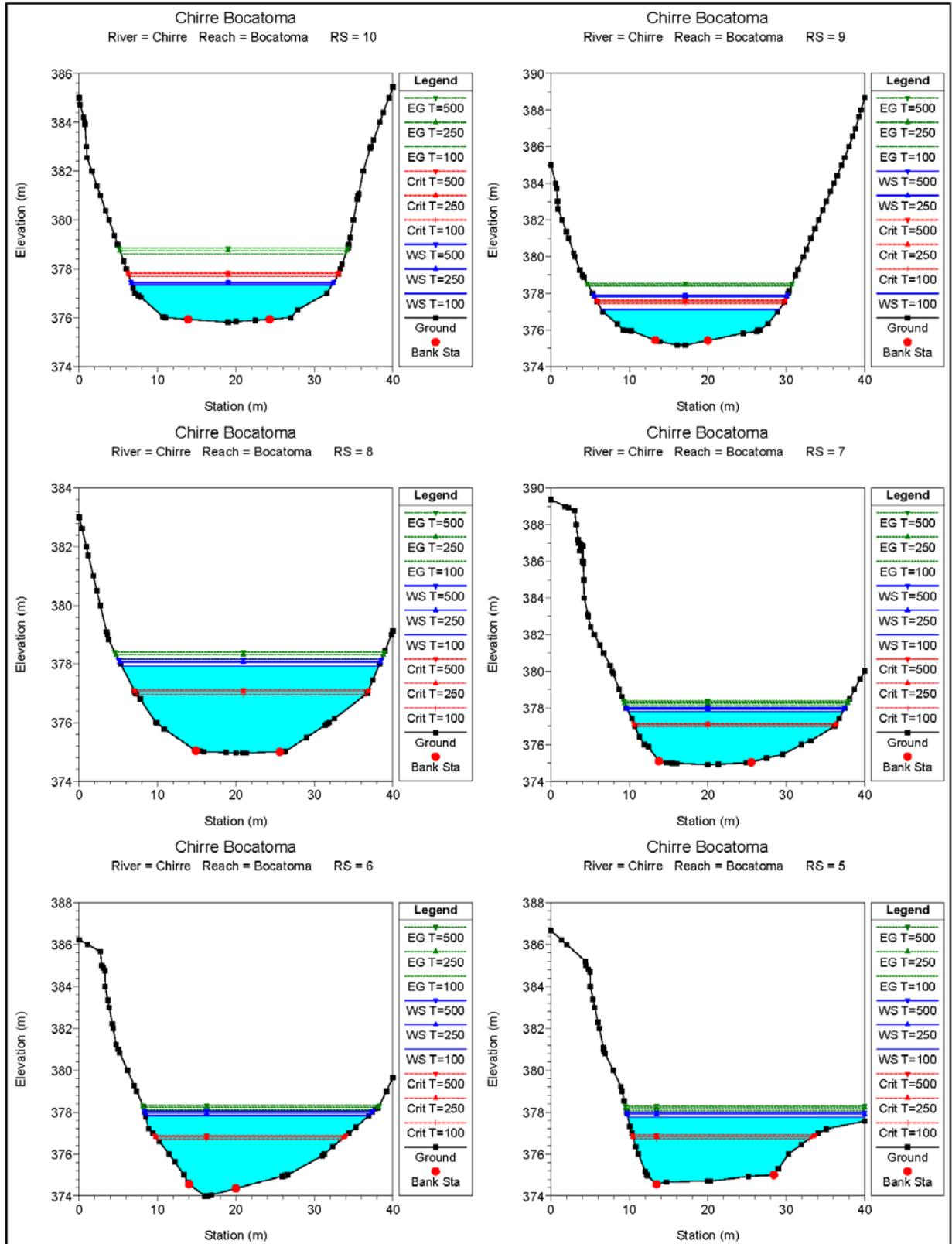
Cuadro III.3. Resultados modelación zona bocatoma.

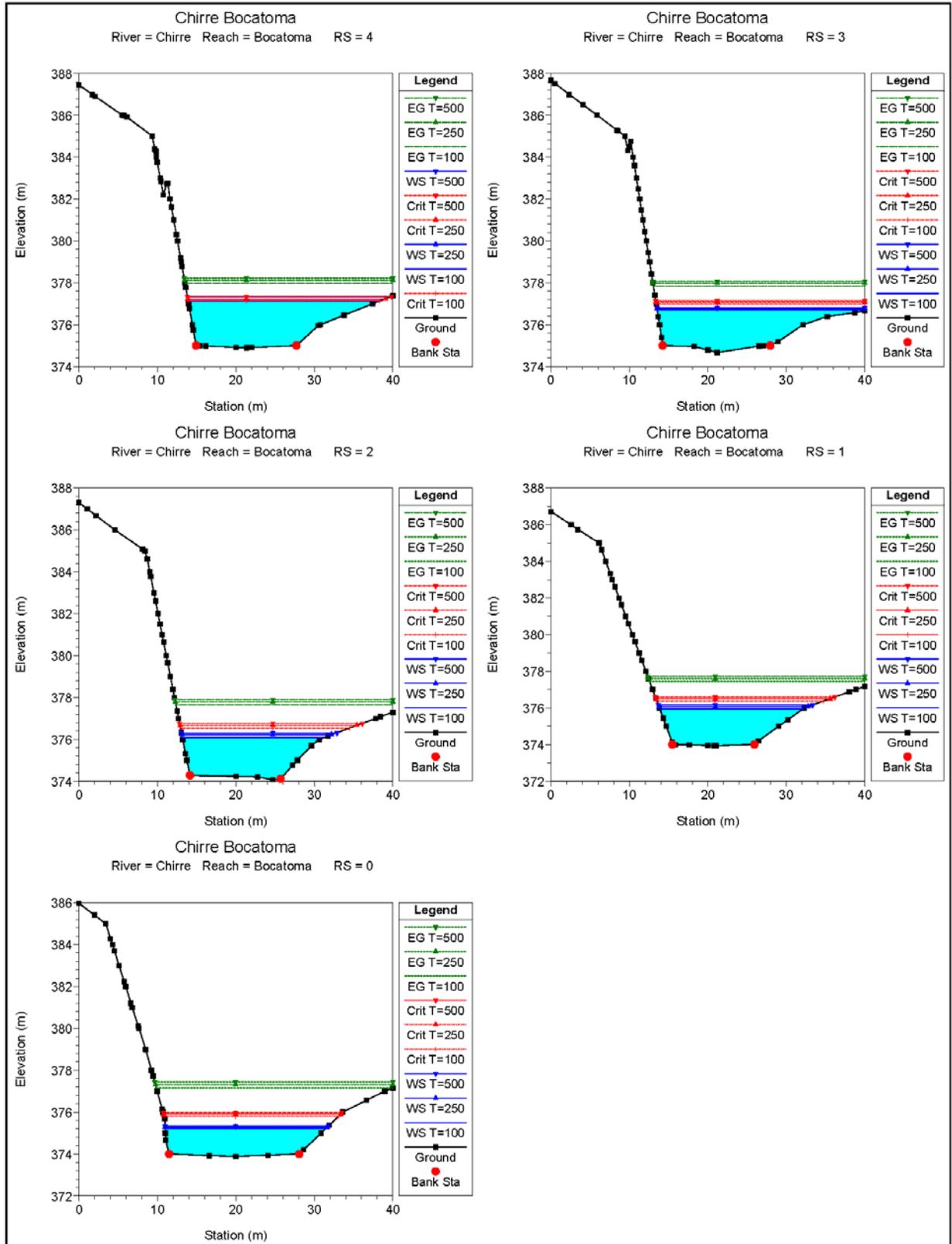
River Sta	Profile	QTotal (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr (-)
16	T=100	141	376	379,16	379,79	381,21	0,02	7,65	26,24	14,28	1,39
16	T=250	153	376	379,27	379,93	381,41	0,02	7,85	27,96	14,72	1,40
16	T=500	162	376	379,36	380,04	381,55	0,02	7,99	29,23	15,04	1,40
15	T=100	141	376	379,64	378,40	379,99	0,00	2,84	59,81	22,51	0,48
15	T=250	153	376	379,82	378,52	380,18	0,00	2,90	64,01	23,15	0,47
15	T=500	162	376	379,95	378,61	380,33	0,00	2,94	67,12	23,63	0,47
14	T=100	141	376	378,70	378,70	379,87	0,01	4,93	31,75	14,89	0,96
14	T=250	153	376	378,85	378,85	380,07	0,01	5,03	34,07	15,41	0,95
14	T=500	162	376	378,96	378,96	380,21	0,01	5,11	35,72	15,78	0,95
13	T=100	141	375,99	377,53	378,16	379,60	0,03	6,67	23,39	18,35	1,72
13	T=250	153	375,99	377,60	378,27	379,79	0,03	6,86	24,75	18,60	1,73
13	T=500	162	375,99	377,65	378,34	379,92	0,03	7,00	25,76	18,79	1,74
12	T=100	141	375,97	377,19	377,81	379,24	0,04	6,43	22,82	20,09	1,87
12	T=250	153	375,97	377,25	377,90	379,43	0,04	6,64	24,02	20,19	1,88
12	T=500	162	375,97	377,30	377,98	379,57	0,04	6,79	24,92	20,26	1,89
11	T=100	141	375,93	378,30	377,81	378,78	0,00	3,26	48,52	23,82	0,68
11	T=250	153	375,93	378,41	377,91	378,92	0,00	3,37	51,07	23,93	0,69
11	T=500	162	375,93	378,49	377,98	379,02	0,00	3,44	52,92	24,02	0,69
10	T=100	141	375,82	377,35	377,70	378,61	0,02	5,65	30,09	25,50	1,48
10	T=250	153	375,82	377,41	377,79	378,75	0,02	5,80	31,80	25,70	1,49
10	T=500	162	375,82	377,46	377,85	378,84	0,02	5,91	33,05	25,84	1,50
9	T=100	141	375,16	377,13	377,46	378,40	0,02	5,93	30,68	22,69	1,39
9	T=250	153	375,16	377,84	377,56	378,45	0,01	4,18	47,51	24,57	0,83
9	T=500	162	375,16	377,93	377,63	378,55	0,01	4,23	49,66	24,76	0,83
8	T=100	141	374,96	377,93	376,96	378,16	0,00	2,51	71,50	32,74	0,47
8	T=250	153	374,96	378,06	377,07	378,31	0,00	2,57	75,89	33,20	0,47
8	T=500	162	374,96	378,16	377,12	378,41	0,00	2,62	78,95	33,52	0,47
7	T=100	141	374,9	377,81	376,99	378,13	0,00	2,81	61,01	27,38	0,53
7	T=250	153	374,9	377,94	377,09	378,28	0,00	2,89	64,46	27,70	0,53
7	T=500	162	374,9	378,02	377,15	378,38	0,00	2,96	66,83	27,90	0,54

Cuadro III.3. Resultados modelación zona bocatoma (Continuación).

River Sta	Profile	QTotal	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Fr
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(-)
6	T=100	141	374	377,83	376,71	378,10	0,00	2,86	68,31	28,45	0,48
6	T=250	153	374	377,96	376,81	378,24	0,00	2,96	71,93	28,86	0,49
6	T=500	162	374	378,04	376,88	378,34	0,00	3,03	74,42	29,13	0,49
5	T=100	141	374,55	377,76	376,73	378,07	0,00	2,65	63,46	30,21	0,49
5	T=250	153	374,55	377,89	376,83	378,21	0,00	2,72	67,28	30,29	0,49
5	T=500	162	374,55	377,97	376,91	378,31	0,00	2,78	69,87	30,34	0,50
4	T=100	141	374,9	377,14	377,14	377,98	0,01	4,32	38,37	24,46	0,93
4	T=250	153	374,9	377,24	377,24	378,12	0,01	4,43	40,89	25,20	0,93
4	T=500	162	374,9	377,35	377,35	378,22	0,01	4,42	43,77	26,02	0,91
3	T=100	141	374,67	376,70	376,99	377,84	0,01	4,98	33,13	26,47	1,18
3	T=250	153	374,67	376,77	377,07	377,98	0,01	5,15	34,83	26,50	1,20
3	T=500	162	374,67	376,82	377,13	378,07	0,01	5,26	36,18	26,52	1,21
2	T=100	141	374,07	376,09	376,54	377,64	0,02	5,77	27,42	18,06	1,34
2	T=250	153	374,07	376,22	376,67	377,79	0,02	5,82	29,89	19,06	1,31
2	T=500	162	374,07	376,32	376,76	377,90	0,02	5,85	31,78	19,83	1,29
1	T=100	141	373,94	375,96	376,37	377,46	0,02	5,75	28,27	18,31	1,30
1	T=250	153	373,94	376,07	376,50	377,62	0,02	5,87	30,38	19,01	1,29
1	T=500	162	373,94	376,16	376,60	377,73	0,02	5,94	32,02	19,64	1,28
0	T=100	141	373,88	375,22	375,80	377,15	0,04	6,30	23,68	20,48	1,78
0	T=250	153	373,88	375,29	375,91	377,32	0,03	6,45	25,13	20,68	1,77
0	T=500	162	373,88	375,34	375,97	377,44	0,03	6,56	26,22	20,83	1,77







Zona Restitución

En la siguiente figura se muestra la ubicación de cada perfil de la modelación.

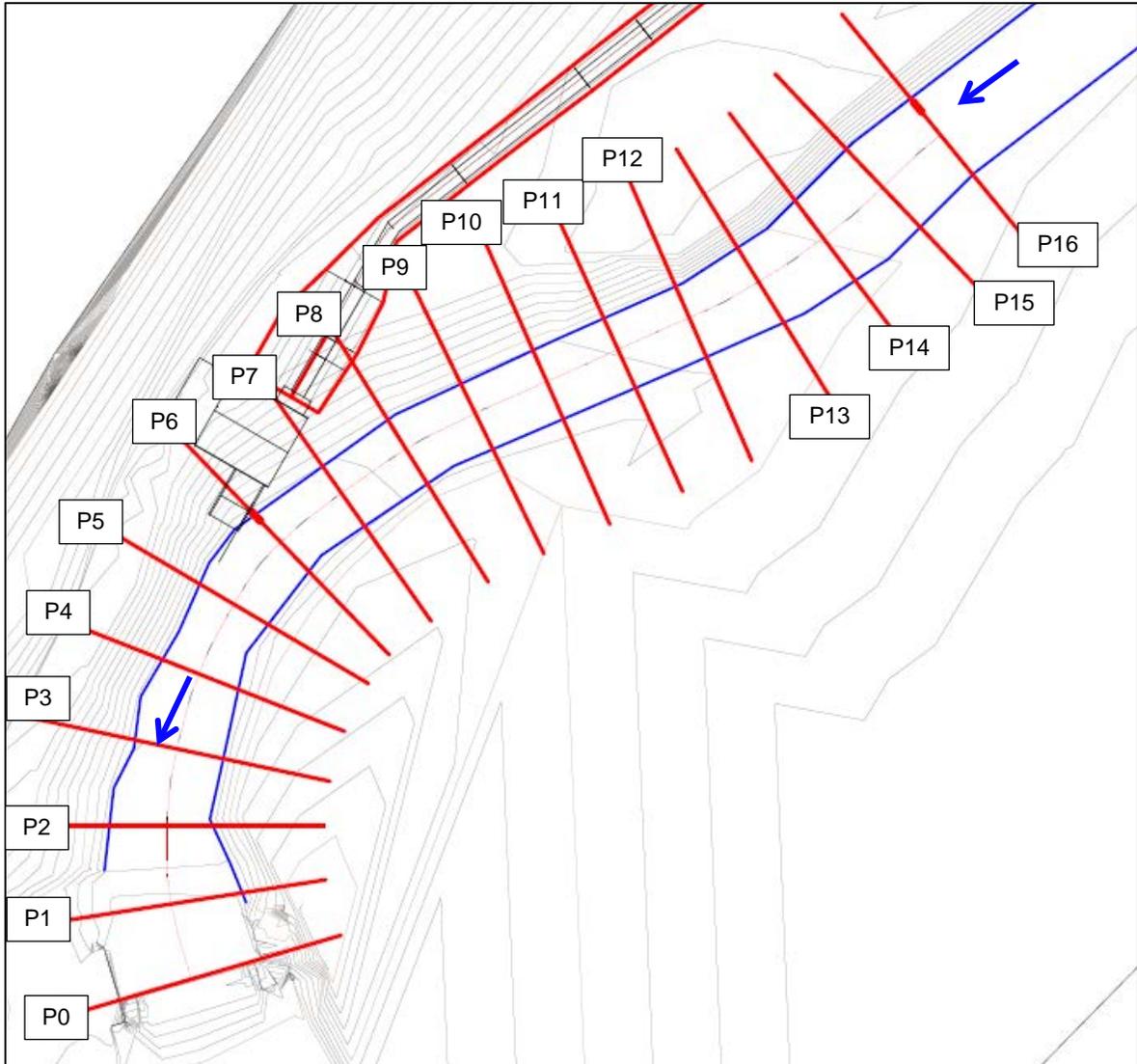


Figura III.4. Planta perfiles zona restitución.

Para la modelación se asumió altura crisis aguas arriba en el perfil P16. Aguas abajo se asumió crisis debido a la barrera existente de la central Don Walterio.

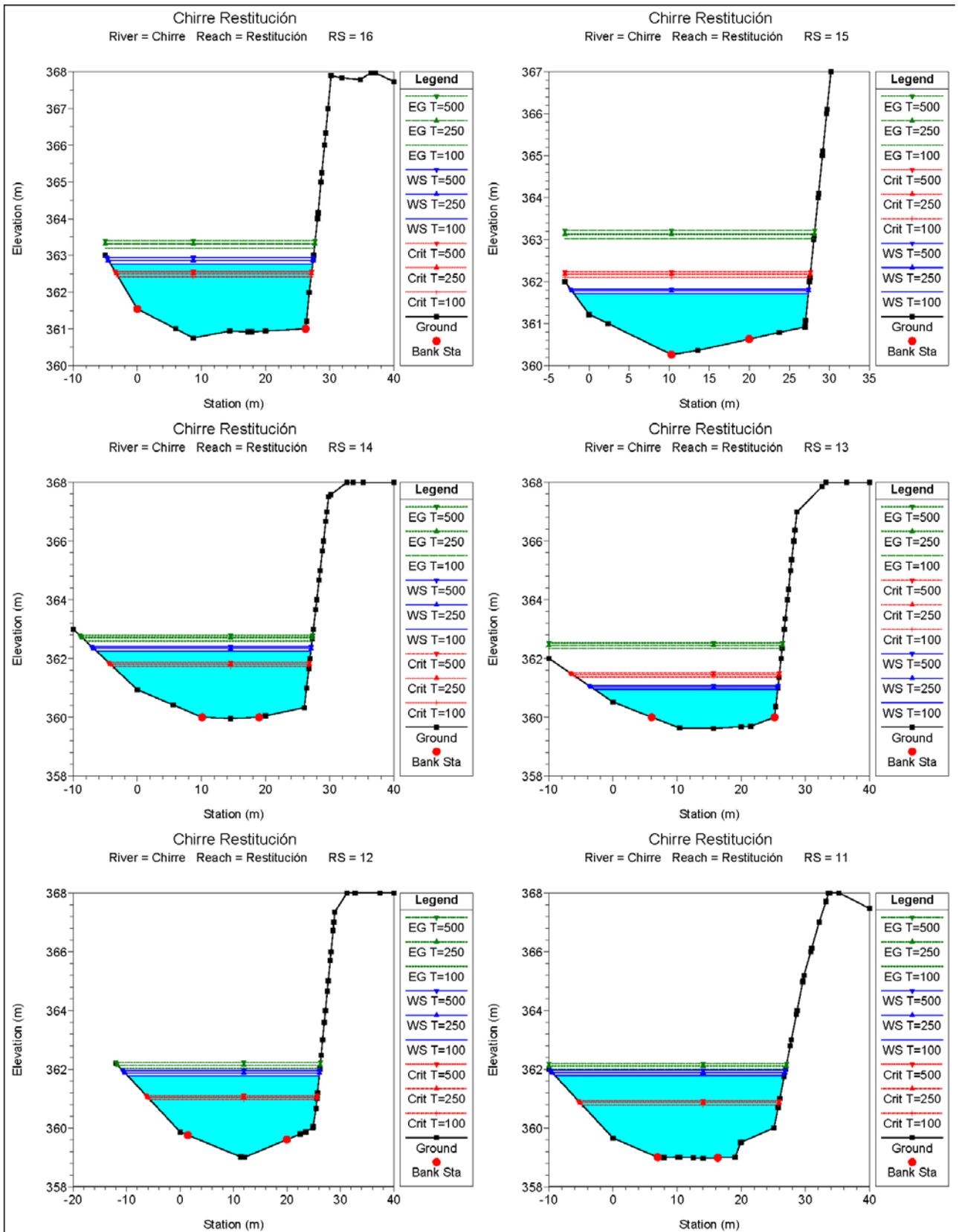
Los resultados de la modelación se muestran en el Cuadro III.4. Las figuras de los perfiles de la modelación se adjuntan después de este cuadro.

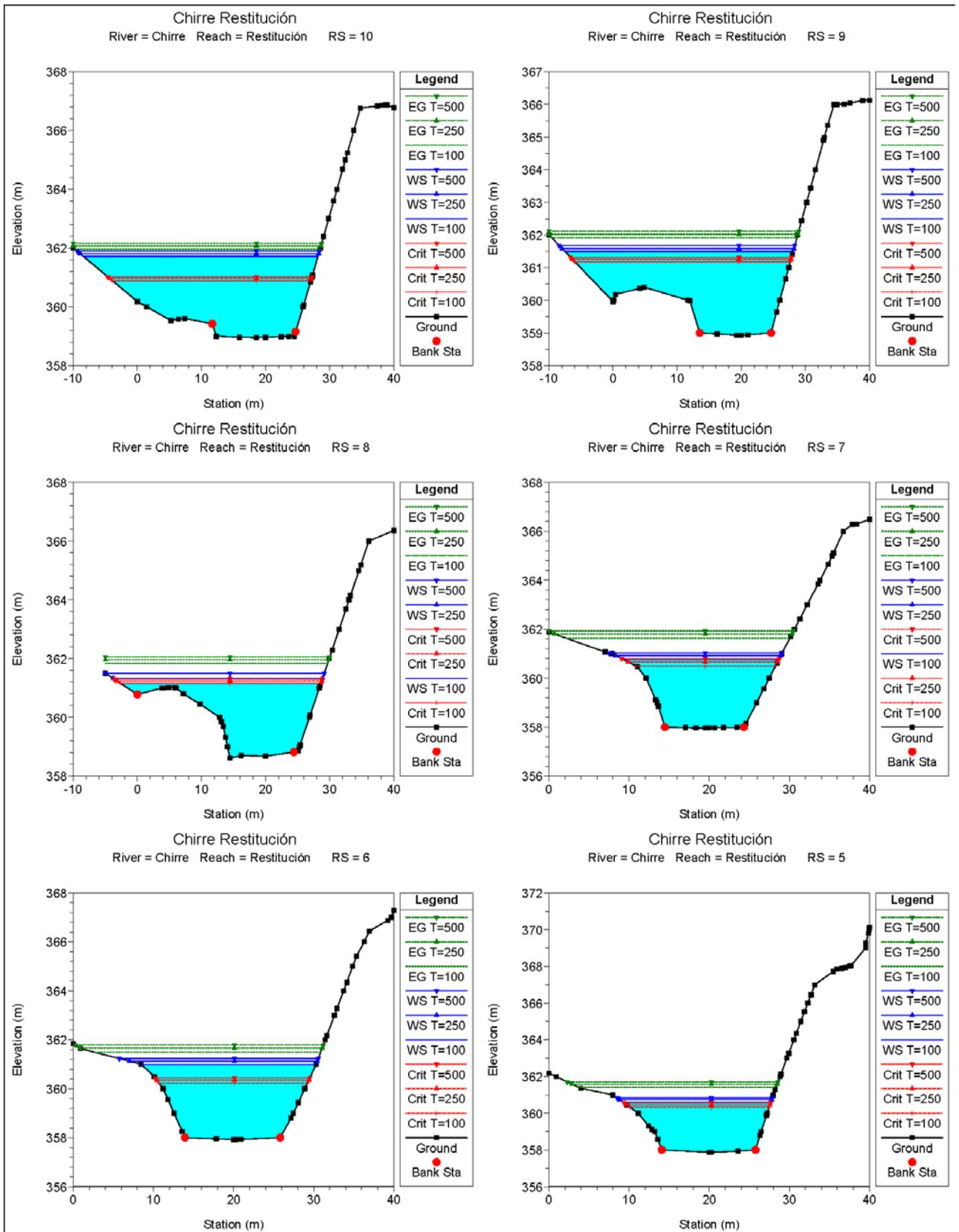
Cuadro III.4. Resultados modelación zona restitución.

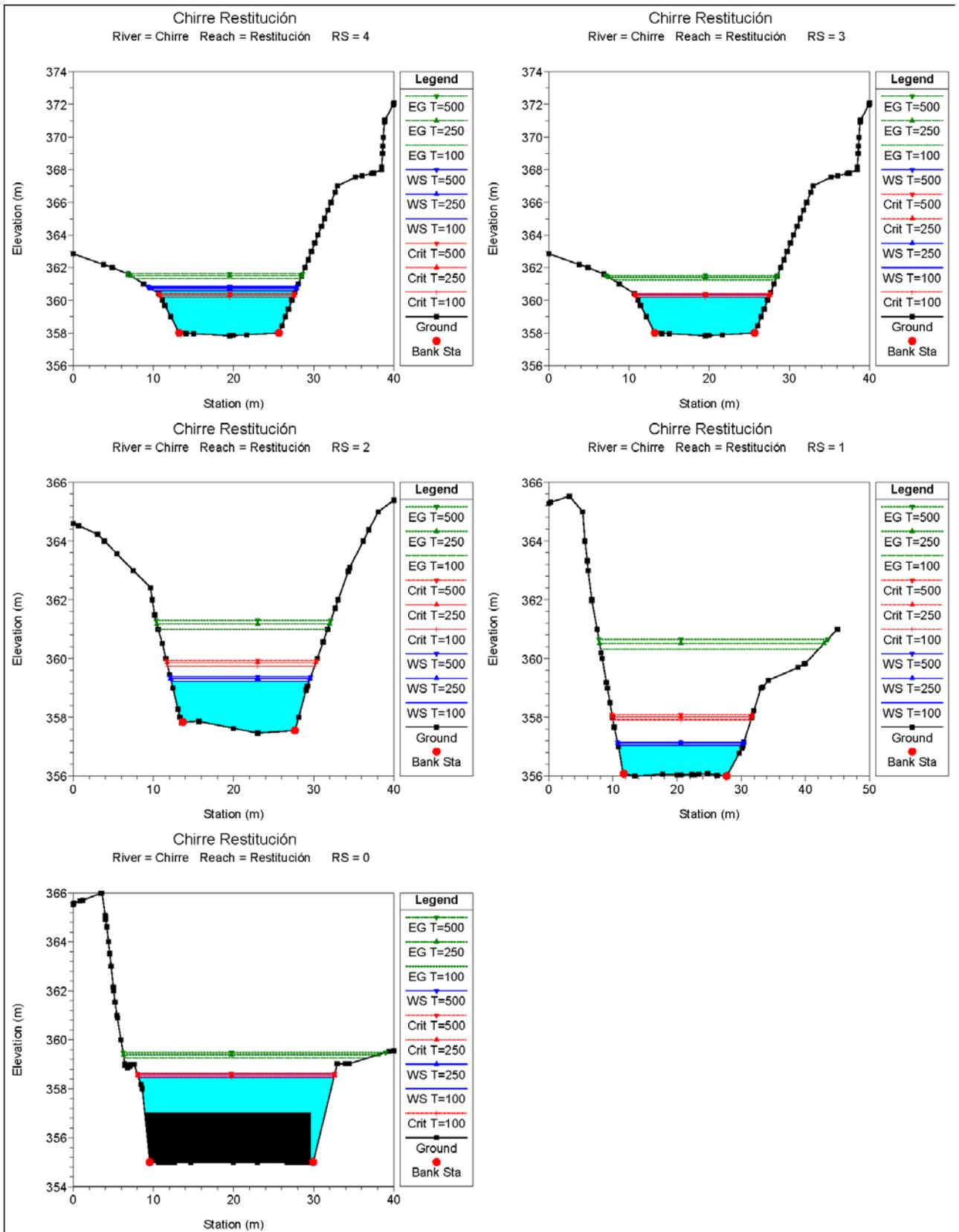
River Sta	Profile	QTotal	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Fr
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(-)
16	T=100	141	360.75	362.77	362.42	363.20	0.00	2.94	50.06	31.54	0.70
16	T=250	153	360.75	362.87	362.50	363.31	0.00	3.01	53.19	31.94	0.70
16	T=500	162	360.75	362.94	362.56	363.40	0.00	3.06	55.54	32.24	0.70
15	T=100	141	360.26	361.71	362.10	363.02	0.03	5.91	29.60	29.27	1.67
15	T=250	153	360.26	361.78	362.18	363.13	0.03	6.03	31.46	29.54	1.66
15	T=500	162	360.26	361.82	362.23	363.22	0.03	6.12	32.82	29.75	1.66
14	T=100	141	359.96	362.25	361.73	362.60	0.00	3.12	58.11	33.43	0.66
14	T=250	153	359.96	362.34	361.81	362.71	0.00	3.23	61.07	33.90	0.67
14	T=500	162	359.96	362.41	361.87	362.79	0.00	3.31	63.25	34.25	0.68
13	T=100	141	359.63	360.96	361.38	362.34	0.03	5.41	28.61	28.63	1.56
13	T=250	153	359.63	361.03	361.46	362.45	0.03	5.51	30.62	29.13	1.55
13	T=500	162	359.63	361.08	361.52	362.54	0.03	5.59	32.11	29.50	1.54
12	T=100	141	359	361.78	360.96	362.03	0.00	2.41	68.46	35.86	0.49
12	T=250	153	359	361.87	361.04	362.14	0.00	2.50	71.91	36.40	0.50
12	T=500	162	359	361.96	361.10	362.24	0.00	2.54	74.99	36.88	0.50
11	T=100	141	358.97	361.79	360.78	361.99	0.00	2.45	74.88	35.81	0.47
11	T=250	153	358.97	361.88	360.86	362.11	0.00	2.55	78.34	36.31	0.48
11	T=500	162	358.97	361.97	360.92	362.20	0.00	2.60	81.42	36.74	0.48
10	T=100	141	358.95	361.71	360.88	361.96	0.00	2.55	70.16	36.57	0.49
10	T=250	153	358.95	361.80	360.96	362.07	0.00	2.64	73.59	37.21	0.50
10	T=500	162	358.95	361.89	361.02	362.17	0.00	2.69	76.76	37.78	0.50
9	T=100	141	358.93	361.50	361.18	361.92	0.00	3.32	56.64	35.63	0.67
9	T=250	153	358.93	361.59	361.26	362.03	0.00	3.42	59.79	36.18	0.67
9	T=500	162	358.93	361.68	361.32	362.12	0.00	3.43	63.28	36.78	0.66
8	T=100	141	358.61	361.16	361.16	361.84	0.01	3.73	39.37	31.27	1.02
8	T=250	153	358.61	361.32	361.24	361.95	0.01	3.61	44.55	32.64	0.93
8	T=500	162	358.61	361.50	361.30	362.06	0.01	3.42	50.46	34.14	0.84
7	T=100	141	357.97	360.79	360.50	361.63	0.01	4.33	38.71	19.58	0.83
7	T=250	153	357.97	360.93	360.67	361.80	0.01	4.44	41.51	20.62	0.83
7	T=500	162	357.97	361.03	360.79	361.93	0.01	4.50	43.72	21.59	0.82

Cuadro III.4. Resultados modelación zona restitución (Continuación).

River Sta	Profile	QTotal	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Fr
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(-)
6	T=100	141	357.92	360.98	360.23	361.48	0.00	3.34	49.43	21.77	0.61
6	T=250	153	357.92	361.12	360.36	361.66	0.00	3.46	52.58	23.44	0.62
6	T=500	162	357.92	361.23	360.44	361.78	0.00	3.53	55.16	24.82	0.62
5	T=100	141	357.87	360.59	360.33	361.41	0.01	4.16	38.23	18.41	0.81
5	T=250	153	357.87	360.73	360.46	361.58	0.01	4.26	40.77	18.95	0.81
5	T=500	162	357.87	360.83	360.56	361.71	0.01	4.33	42.74	19.36	0.81
4	T=100	141	357.83	360.60	360.19	361.33	0.01	3.92	39.79	17.72	0.76
4	T=250	153	357.83	360.73	360.32	361.51	0.01	4.03	42.18	18.24	0.77
4	T=500	162	357.83	360.83	360.40	361.64	0.00	4.11	44.03	18.64	0.77
3	T=100	141	357.83	360.19	360.19	361.24	0.01	4.66	32.91	16.56	0.98
3	T=250	153	357.83	360.32	360.32	361.42	0.01	4.78	34.95	16.79	0.98
3	T=500	162	357.83	360.40	360.40	361.54	0.01	4.88	36.36	16.95	0.99
2	T=100	141	357.46	359.23	359.74	361.00	0.02	6.00	24.94	17.21	1.52
2	T=250	153	357.46	359.32	359.86	361.17	0.02	6.16	26.48	17.41	1.51
2	T=500	162	357.46	359.39	359.94	361.30	0.02	6.26	27.62	17.55	1.51
1	T=100	141	356	357.06	357.92	360.33	0.08	8.18	18.14	19.50	2.59
1	T=250	153	356	357.12	358.02	360.52	0.08	8.35	19.32	19.63	2.57
1	T=500	162	356	357.16	358.09	360.65	0.08	8.47	20.20	19.72	2.56
0	T=100	141	355	358.47	358.47	359.25	0.00	4.02	36.42	24.40	1.05
0	T=250	153	355	358.56	358.56	359.38	0.00	4.13	38.53	24.55	1.05
0	T=500	162	355	358.63	358.63	359.48	0.00	4.19	40.30	24.68	1.04







ANEXO IV: Forma de la presa vertedora

Forma del vertedero

La geometría del muro vertedero se calculará para un caudal de 161 m³/s, caudal que corresponde al período de retorno de 250 años.

La cresta del muro vertedero tiene un perfil cuya forma está separado en dos curvas; la curva hacia aguas abajo y la curva hacia aguas arriba, las cuales se determinan según ecuaciones y gráficos, de la manera como desarrolla más adelante. La forma del perfil se puede ver en la Figura IV

A. Curvatura hacia aguas abajo

La curva del vertedero hacia aguas abajo será calculada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

donde:

x : Abscisa (m)

y : Ordenada (m)

H₀ : Carga de Diseño (m)

K : Constante

n : Constante

Los valores de las constantes K y n se obtienen de las Figura IV.1 y Figura IV.2, respectivamente. Estos gráficos se encuentran en el libro "Diseño de Presas Pequeñas" (USBR, 1987).

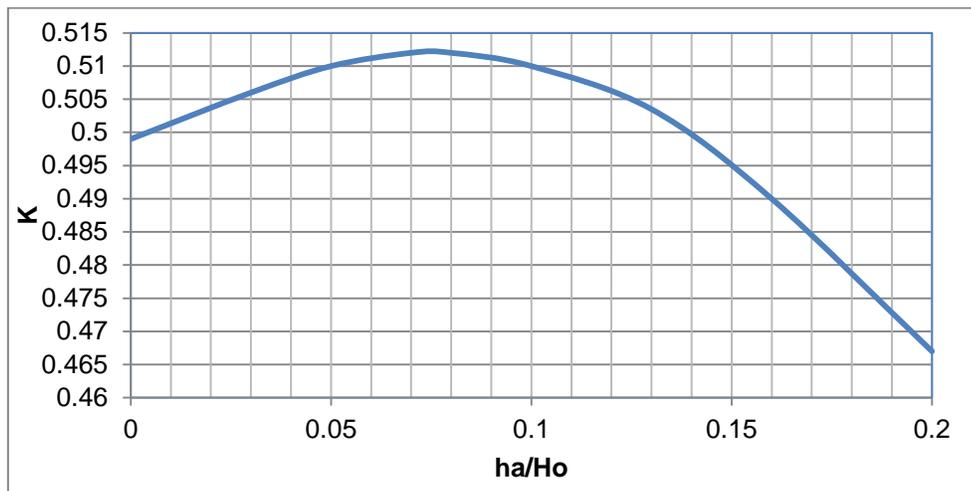


Figura IV.1. Factores de forma para vertedero (K).

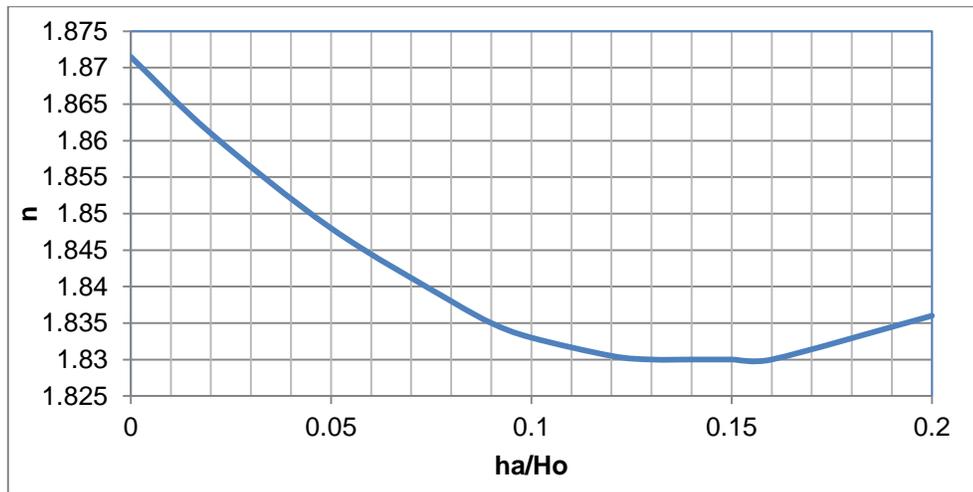


Figura IV.2 Factores de forma para vertedero (n).

La carga de diseño para T=250 años corresponde a:

$$H_o = 1,90 \text{ m}$$

ha = 0,09 m (altura de velocidad aguas arriba del muro vertedero), ver Cuadro 7.1.

De los gráficos se obtiene K = 0,51 y n = 1,85

Por lo tanto la curva del vertedero en su extremo hacia aguas abajo tiene la siguiente forma:

$$\frac{y}{1,90} = -0,51 \left(\frac{x}{1,90} \right)^{1,85}$$

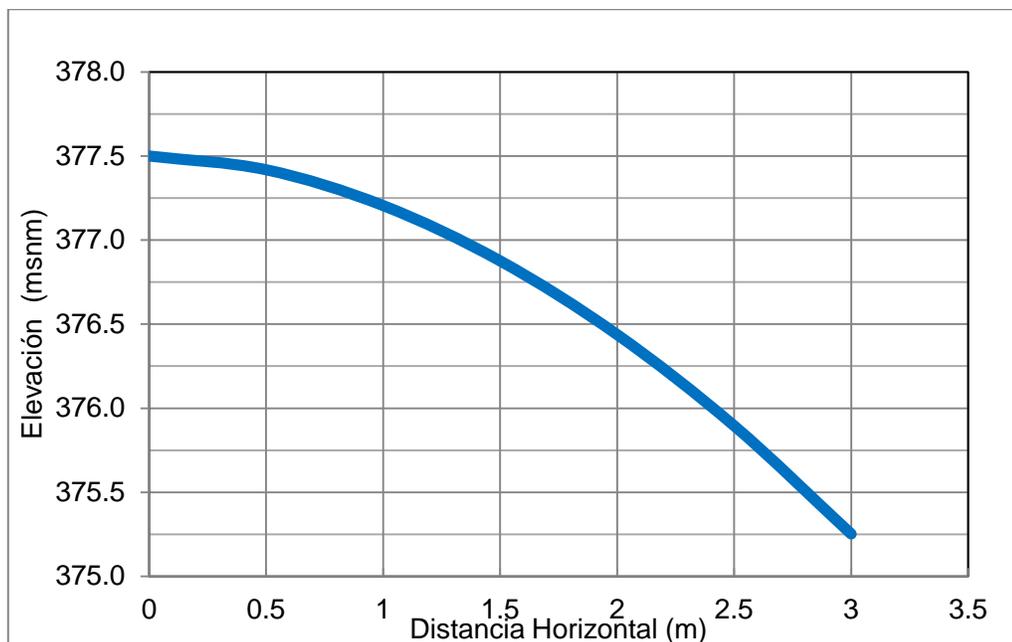


Figura IV.3. Forma del Vertedero hacia aguas abajo.

Aguas abajo de la curva determinada del vertedero, debe diseñarse otra curva, que en este caso es cóncava, de manera de empalmar con el colchón disipador.

Para las curvas cóncavas, el radio de curvatura "R" está limitado exclusivamente por la presión ejercida sobre el fondo, se recomienda para estos casos que el radio de curvatura sea mayor que 5h, siendo h la altura de agua al inicio de la curva, este criterio es el adoptado para la curva de enlace. Se asumió que la altura al inicio de la curva es la altura del torrente que tendría el escurrimiento sobre el vertedero, sin considerar las pérdidas de energía, luego:

H_o	= 1,90	m	: Carga sobre el vertedero
Z_{uv}	= 377,50	m	: Cota del umbral del vertedero
Z_{fc}	= 374,00	msnm	: Cota del fondo del colchón disipador
Δz	= 3,50	m	: Con respecto al fondo del colchón disipador
B_t	= $H_o + \Delta z$	m	: Bernoulli del torrente aguas abajo del vertedero
h_t	= 0,58	m	: Altura del torrente
v_t	= 9,72	m/s	: Velocidad del torrente

Con esto se adopta un radio de curvatura de 3,0 metros para la curva que empalma con el colchón disipador.

B. Curva hacia aguas arriba

Los parámetros de esta curva se definen con el gráfico de la Fig.187 del USBR (1987) "Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora (Hoja 2 de 2)", y son los siguientes, según se desprende de las Figura , **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.:**

h_a	= 0,09 m	: ver Cuadro 7.1
H_o	= 1,90 m	: ver Cuadro 7.1
X_c	= 0,50 m	
Y_c	= 0,20 m	
R_1	= 0,96 m	
R_2	= 0,40 m	

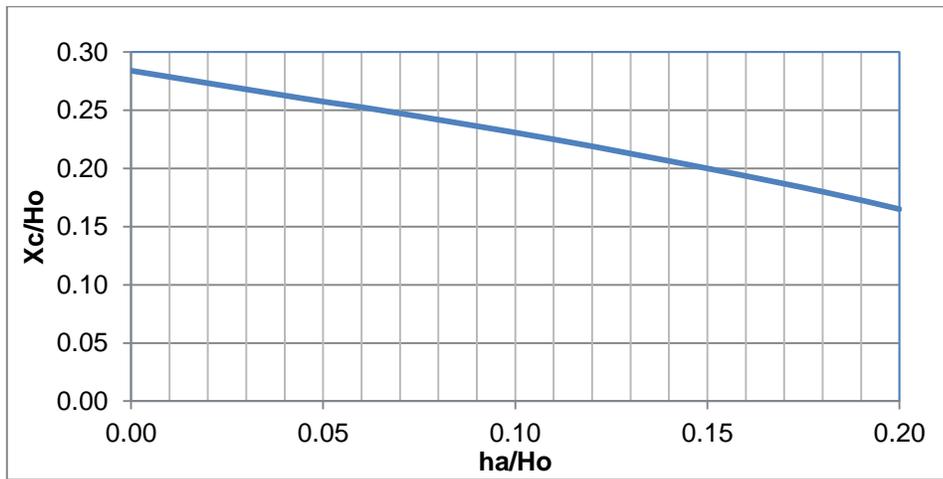


Figura IV.4. Parámetros de forma curva aguas arriba del vertedero (X_c) (USBR, 1987).

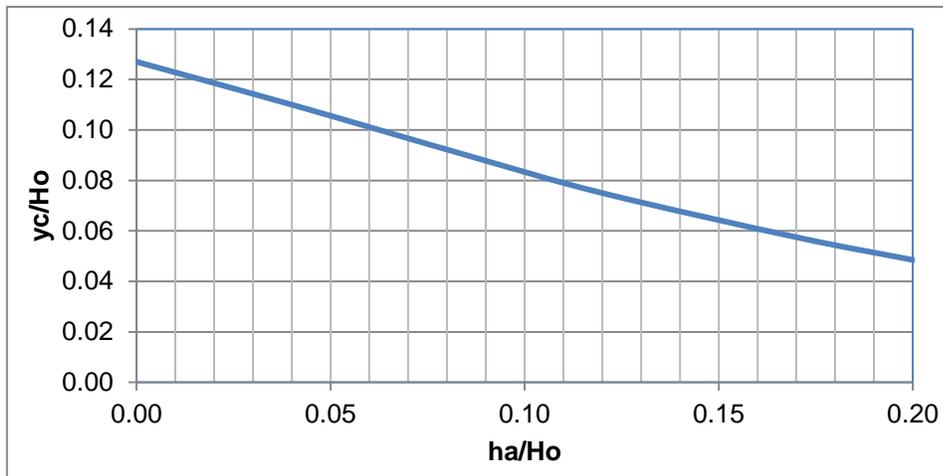


Figura IV.5. Parámetros de forma curva aguas arriba del vertedero (Y_c) (USBR, 1987).

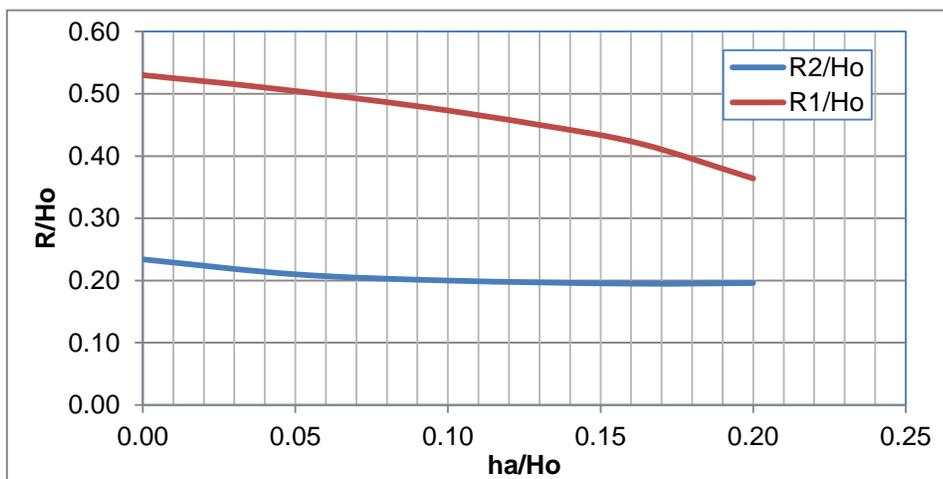


Figura IV.6. Parámetros de forma curva aguas arriba del vertedero (R_1 y R_2) (USBR, 1987).

ANEXO V: Cálculo eje hidráulico obra de toma

Eje hidráulico desde el inicio del canal de aducción hasta la poza de captación

El eje hidráulico de la obra de toma tiene como punto de partida el inicio del canal de aducción, punto en el que se asume la cota de energía resultante del cálculo del eje hidráulico en el canal de aducción para la condición de diseño, es decir $ZB=377,48$ msnm.

Desde ese punto se calcula el eje hidráulico hacia aguas arriba para finalmente obtener la cota en la que está situada la poza de captación.

Para el cálculo del eje hidráulico se emplean las siguientes ecuaciones:

- Ecuación de la Energía (o Bernoulli):

$$ZB = Z_F + B \quad : \text{Cota de Bernoulli}$$

$$ZB_1 = ZB_2 + (\Delta h_f + \Delta h_s)$$

donde:

$$ZB_1 = \text{Cota de Bernoulli aguas abajo}$$

$$ZB_2 = \text{Cota de Bernoulli aguas arriba}$$

$$Z_F = \text{Cota de fondo}$$

$$B = h + h_v \text{ (Bernoulli con respecto al fondo)}$$

$$h = \text{Altura del flujo}$$

$$h_v = v^2 / 2g \text{ (altura de velocidad)}$$

$$v = \text{Velocidad del flujo}$$

$$\Delta h_f = J \cdot L \text{ pérdida de carga friccional}$$

$$L = \text{Longitud del tramo}$$

$$J = \text{Pérdida de carga friccional unitaria}$$

$$\Delta h_s = \text{Pérdida de carga singular}$$

- Ecuaciones para las pérdidas de carga friccionales unitarias "J":

Manning:

$$J = [Q n / (A R_h^{2/3})]^2$$

$$n = \text{Número de Manning} \quad : n = 0,015 \text{ (s/m}^{1/3}\text{) para hormigón}$$

$$R_h = \text{Radio hidráulico}$$

A = Área de escurrimiento

- Ecuaciones para las pérdidas de carga singulares:

$$\Delta h_{s-e} = K_e (V_1 - V_2)^2 / 2g$$

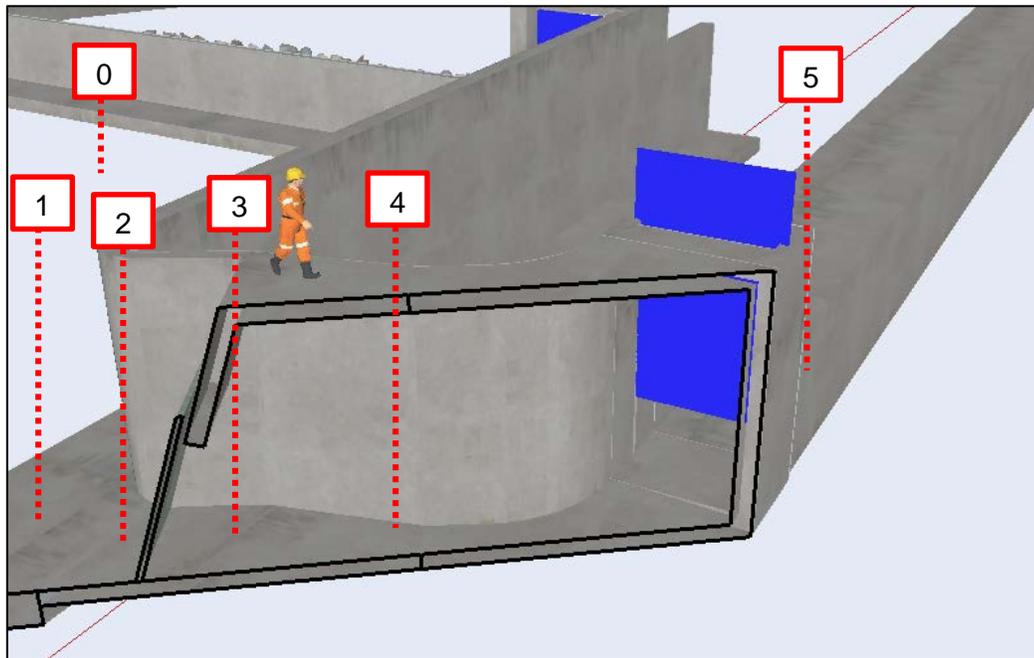
$$\Delta h_{s-a} = K_a V_1^2 / 2g$$

K_e = coeficiente de pérdida de carga por ensanche (0,5)

K_a = coeficiente de pérdida de carga por angostamiento (0,06)

En la Figura V.1 se presenta un esquema de los puntos considerados en el cálculo del eje hidráulico, en el Cuadro V.1 se presentan las características de las secciones.

Figura V.1. Esquema para cálculo del eje hidráulico



Cuadro V.1. Secciones de cálculo del eje hidráulico.

Sección N°	Tipo de Sección	Observación
5	Rectangular	Inicio Canal de Aducción, b=2,5 m
4	Rectangular	Fin angostamiento, b=2,5 m
3	Rectangular	Inicio angostamiento b=4,0 m, aguas abajo de la reja
2	Rectangular	Aguas arriba de la reja, b=4,0 m
1	Rectangular	Grada de Entrada a la aducción, b=5,0 m
0	-	Poza

i. Condiciones hidráulicas al inicio del canal de aducción (5)

El cálculo del eje hidráulico de la obra de toma está determinado a partir de las condiciones hidráulicas en la sección (5), la cual corresponde al inicio del canal de aducción.

La sección (5) rectangular tiene 2,5 m de ancho basal, la pendiente del canal es 0,05%. Las condiciones hidráulicas de la sección 5 se muestran en el Cuadro 7.11.

ii. Eje hidráulico entre las secciones (4) y (5)

El tramo entre las secciones (4) y (5) corresponde al desarrollo de la curva previa a la compuerta. Este tramo tiene una longitud de 6,2 m.

A partir de las condiciones hidráulicas de la sección (5) se determinan las condiciones de la sección (4):

h_4	= 2,212	m	: Altura del flujo
V_4	= 1,176	m/s	: Velocidad del flujo
B_4	= 2,282	m	: Bernoulli
Z_{f_4}	= 375,20	msnm	: Cota de fondo de la sección
Z_{h_4}	= 377,412	msnm	: Nivel de aguas
Z_{B_4}	= 377,482	msnm	: Cota Bernoulli
J_4	= 0,000420	m/m	: Pendiente de la línea de Energía
F_4	= 0,253		: Número de Froude

iii. Eje hidráulico entre las secciones (3) y (4)

En este tramo rectangular, de 2,8 m de longitud, el ancho basal cambia de 2,5 m a uno de 4,0 m aguas arriba. Para el cálculo del eje hidráulico se considera como un angostamiento paulatino. A partir de las condiciones hidráulicas de la sección (4) se determinan las condiciones de la sección (3):

h_3	= 2,261	m	: Altura del flujo
V_3	= 0,73	m/s	: Velocidad del flujo
B_3	= 2,287	m	: Bernoulli
Z_{f_3}	= 375,20	msnm	: Cota de fondo de la sección
Z_{h_3}	= 377,461	msnm	: Nivel de aguas
Z_{B_3}	= 377,487	msnm	: Cota Bernoulli
J_3	= 0,000107	m/m	: Pendiente de la línea de Energía
F_3	= 0,1653		: Número de Froude

iv. Eje hidráulico entre las secciones (2) y (3)

Entre estas secciones se sitúa la reja hidráulica de la obra de toma, la que cual tiene un ancho basal de 4,0 m. La cota de fondo es 375,20 msnm.

La pérdida de carga singular asociada a la reja de entrada puede ser evaluada con la expresión de Berezinsky [16]:

$$\Delta H_R = k_d \cdot k_f \cdot p^{1,6} \cdot f(L/b) \cdot \sin(\theta) \cdot \frac{v_2^2}{2g}$$

donde:

$$f\left(\frac{L}{b}\right) = 8 + 2,3 \cdot \left(\frac{L}{b}\right) + 2,4 \cdot \left(\frac{b}{L}\right)$$

L : Longitud de los barrotes en el sentido de flujo = 100 mm

b : Separación entre los barrotes = 150 mm

k_d : Coeficiente de Detritus, limpieza manual = 4

k_f : Coeficiente de forma, barrote rectangular = 0,51

p : Razón entre el área de llenos y el área total de la reja = 0,1

θ : Ángulo de la reja con respecto a la horizontal = 72°

Las dimensiones, como la separación y longitud de barrotes, son valores referenciales. Luego:

$$\Delta H_R = 0,006 \text{ m}$$

A partir de las condiciones hidráulicas de la sección (3) se determinan las condiciones de la sección (2):

$h_2 = 2,266 \text{ m}$: Altura del flujo

$V_2 = 0,717 \text{ m/s}$: Velocidad del flujo

$B_2 = 2,293 \text{ m}$: Bernoulli

$Z_{f_2} = 375,20 \text{ msnm}$: Cota de fondo de la sección

$Z_{h_2} = 377,466 \text{ msnm}$: Nivel de aguas

$Z_{B_2} = 377,493 \text{ msnm}$: Cota Bernoulli

$J_2 = 0,000107 \text{ m/m}$: Pendiente de la línea de Energía

$F_2 = 0,152$: Número de Froude

v. Eje hidráulico entre las secciones (1) y (2)

Entre las secciones (1) y (2) se desarrolla un angostamiento paulatino desde la sección rectangular (1) de 5,0 m de ancho basal hasta la sección de reja (2) de 4,0 m.

A partir de las condiciones hidráulicas de la sección (2) se determinan las condiciones de la sección (1):

h_1	= 2,278	m	: Altura del flujo
V_1	= 0,571	m/s	: Velocidad del flujo
B_1	= 2,2894	m	: Bernoulli
Z_{f_1}	= 375,20	msnm	: Cota de fondo de la sección
Z_{h_1}	= 377,478	msnm	: Nivel de aguas
Z_{B_1}	= 377,494	msnm	: Cota Bernoulli
J_1	= 0,000058	m/m	: Pendiente de la línea de Energía
F_1	= 0,121		: Número de Froude

ANEXO VI: Pérdidas de carga para distintos diámetros de tubería en presión

Parámetro	Valor	Unidad	Perdidas Singulares																							
Q		m ³ /s																								
D	1,60	m																								
U	3,23	m/s																								
L	368,00	m																								
v	0,00	m ² /seg																								
1/v	809749	seg/m ²																								
Re	4188458	-																								
r/D=5	5,0	-																								
ε	0,000	m																								
ε/D	0,000	-																								
Cc r/d=5	0,090	-																								
Cc r/d=10	0,090	-																								
f	0,010	-																								
fsmooth	0,009	-																								
Cf	1,094	-																								
Cre	1,000	-																								
Kb*	0,346	-																								
Kb	0,378	-																								
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>K</th> <th>ΔH (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Reja</td> <td>0,000</td> <td>0,066</td> </tr> <tr> <td>Entrada Bocina</td> <td>0,060</td> <td>0,020</td> </tr> <tr> <td>Transicion a tuberia</td> <td>0,060</td> <td>0,032</td> </tr> <tr> <td>Curvas</td> <td>0,378</td> <td>0,202</td> </tr> <tr> <td>Válvula Mariposa</td> <td>0,150</td> <td>0,050</td> </tr> <tr> <td>Total</td> <td>0,374</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			Descripción	K	ΔH (m)	Reja	0,000	0,066	Entrada Bocina	0,060	0,020	Transicion a tuberia	0,060	0,032	Curvas	0,378	0,202	Válvula Mariposa	0,150	0,050	Total	0,374	
Descripción	K	ΔH (m)																								
Reja	0,000	0,066																								
Entrada Bocina	0,060	0,020																								
Transicion a tuberia	0,060	0,032																								
Curvas	0,378	0,202																								
Válvula Mariposa	0,150	0,050																								
Total	0,374																									
			<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Total fricc</td> <td>1,322</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Total sing</td> <td>0,374</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Total tub</td> <td>1,697</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Kq</td> <td>0,040</td> <td>f(Q²)</td> </tr> </tbody> </table>			Total fricc	1,322	m	Total sing	0,374	m	Total tub	1,697	m	Kq	0,040	f(Q ²)									
Total fricc	1,322	m																								
Total sing	0,374	m																								
Total tub	1,697	m																								
Kq	0,040	f(Q ²)																								
			<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Nivel C.Carga</td> <td>377,30</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Nivel Restitu.</td> <td>357,00</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Altura Bruta</td> <td>20,30</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>H neta</td> <td>18,68</td> <td>m</td> </tr> </tbody> </table>			Nivel C.Carga	377,30	m	Nivel Restitu.	357,00	m	Altura Bruta	20,30	m	H neta	18,68	m									
Nivel C.Carga	377,30	m																								
Nivel Restitu.	357,00	m																								
Altura Bruta	20,30	m																								
H neta	18,68	m																								

Parámetro	Valor	Unidad	Perdidas Singulares																							
Q		m ³ /s																								
D	1,70	m																								
U	2,86	m/s																								
L	368,00	m																								
v	0,00	m ² /seg																								
1/v	809749	seg/m ²																								
Re	3942078	-																								
r/D=5	5,0	-																								
ε	0,000	m																								
ε/D	0,000	-																								
Cc r/d=5	0,090	-																								
Cc r/d=10	0,090	-																								
f	0,010	-																								
fsmooth	0,009	-																								
Cf	1,087	-																								
Cre	1,000	-																								
Kb*	0,346	-																								
Kb	0,376	-																								
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>K</th> <th>ΔH (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Reja</td> <td>0,000</td> <td>0,066</td> </tr> <tr> <td>Entrada Bocina</td> <td>0,060</td> <td>0,015</td> </tr> <tr> <td>Transicion a tuberia</td> <td>0,060</td> <td>0,025</td> </tr> <tr> <td>Curvas</td> <td>0,376</td> <td>0,157</td> </tr> <tr> <td>Válvula Mariposa</td> <td>0,150</td> <td>0,050</td> </tr> <tr> <td>Total</td> <td>0,315</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			Descripción	K	ΔH (m)	Reja	0,000	0,066	Entrada Bocina	0,060	0,015	Transicion a tuberia	0,060	0,025	Curvas	0,376	0,157	Válvula Mariposa	0,150	0,050	Total	0,315	
Descripción	K	ΔH (m)																								
Reja	0,000	0,066																								
Entrada Bocina	0,060	0,015																								
Transicion a tuberia	0,060	0,025																								
Curvas	0,376	0,157																								
Válvula Mariposa	0,150	0,050																								
Total	0,315																									
			<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Total fricc</td> <td>0,977</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Total sing</td> <td>0,315</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Total tub</td> <td>1,292</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Kq</td> <td>0,031</td> <td>f(Q²)</td> </tr> </tbody> </table>			Total fricc	0,977	m	Total sing	0,315	m	Total tub	1,292	m	Kq	0,031	f(Q ²)									
Total fricc	0,977	m																								
Total sing	0,315	m																								
Total tub	1,292	m																								
Kq	0,031	f(Q ²)																								
			<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Nivel C.Carga</td> <td>377,30</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Nivel Restitu.</td> <td>357,00</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Altura Bruta</td> <td>20,30</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>H neta</td> <td>19,01</td> <td>m</td> </tr> </tbody> </table>			Nivel C.Carga	377,30	m	Nivel Restitu.	357,00	m	Altura Bruta	20,30	m	H neta	19,01	m									
Nivel C.Carga	377,30	m																								
Nivel Restitu.	357,00	m																								
Altura Bruta	20,30	m																								
H neta	19,01	m																								

Parámetro	Valor	Unidad	Perdidas Singulares		
Q		m ³ /s	Descripción		
D	1,80	m		K	ΔH (m)
U	2,55	m/s	Reja	0,000	0,066
L	368,00	m	Entrada Bocina	0,060	0,012
v	0,00	m ² /seg	Transicion a tubería	0,060	0,020
1/v	809749	seg/m ²	Curvas	0,373	0,124
Re	3723073	-	Válvula Mariposa	0,150	0,050
r/D=5	5,0	-	Total	0,273	
ε	0,000	m	Total fricc		
ε/D	0,000	-		0,735	m
Cc r/d=5	0,090	-	Total sing		
Cc r/d=10	0,090	-		0,273	m
f	0,010	-	Total tub		
fsmooth	0,009	-		1,008	m
Cf	1,080	-	Kq		
Cre	1,000	-		0,024	f(Q ²)
Kb*	0,346	-	Nivel C.Carga		
Kb	0,373	-		377,300	m
			Nivel Restitu.		
				357,000	m
			Altura Bruta		
				20,300	m
			H neta		
				19,292	m

Parámetro	Valor	Unidad	Perdidas Singulares		
Q		m ³ /s	Descripción		
D	1,90	m		K	ΔH (m)
U	2,29	m/s	Reja	0,000	0,066
L	368,00	m	Entrada Bocina	0,060	0,010
v	0,00	m ² /seg	Transicion a tubería	0,060	0,016
1/v	809749	seg/m ²	Curvas	0,371	0,099
Re	3527122	-	Válvula Mariposa	0,150	0,050
r/D=5	5,0	-	Total	0,243	
ε	0,000	m	Total fricc		
ε/D	0,000	-		0,562	m
Cc r/d=5	0,090	-	Total sing		
Cc r/d=10	0,090	-		0,243	m
f	0,010	-	Total tub		
fsmooth	0,010	-		0,805	m
Cf	1,074	-	Kq		
Cre	1,000	-		0,019	f(Q ²)
Kb*	0,346	-	Nivel C.Carga		
Kb	0,371	-		377,30	m
			Nivel Restitu.		
				357,00	m
			Altura Bruta		
				20,30	m
			H neta		
				19,50	m

Parámetro	Valor	Unidad	Perdidas Singulares		
Q		m ³ /s	Descripción		
D	2,00	m		K	ΔH (m)
U	2,07	m/s	Reja	0,000	0,066
L	368,00	m	Entrada Bocina	0,060	0,008
v	0,00	m ² /seg	Transicion a tuberia	0,060	0,013
1/v	809749	seg/m ²	Curvas	0,369	0,081
Re	3350766	-	Válvula Mariposa	0,150	0,050
r/D=5	5,0	-	Total	0,221	
ε	0,000	m	Total fricc		
ε/D	0,000	-		0,436	m
Cc r/d=5	0,090	-	Total sing		
Cc r/d=10	0,090	-		0,221	m
f	0,010	-	Total tub		
fsmooth	0,010	-		0,657	m
Cf	1,068	-	Kq		
Cre	1,000	-		0,016	f(Q ²)
Kb*	0,346	-	Nivel C.Carga		
Kb	0,369	-		377,30	m
			Nivel Restitu.		
				357,00	m
			Altura Bruta		
				20,30	m
			H neta		
				19,64	m

Parámetro	Valor	Unidad	Perdidas Singulares		
Q		m ³ /s	Descripción		
D	2,10	m		K	ΔH (m)
U	1,88	m/s	Reja	0,000	0,066
L	368,00	m	Entrada Bocina	0,060	0,007
v	0,00	m ² /seg	Transicion a tuberia	0,060	0,011
1/v	809749	seg/m ²	Curvas	0,367	0,066
Re	3191206	-	Válvula Mariposa	0,150	0,050
r/D=5	5,0	-	Total	0,207	
ε	0,000	m	Total fricc		
ε/D	0,000	-		0,342	m
Cc r/d=5	0,090	-	Total sing		
Cc r/d=10	0,090	-		0,207	m
f	0,010	-	Total tub		
fsmooth	0,010	-		0,549	m
Cf	1,063	-	Kq		
Cre	1,000	-		0,013	f(Q ²)
Kb*	0,346	-	Nivel C.Carga		
Kb	0,367	-		377,30	m
			Nivel Restitu.		
				357,00	m
			Altura Bruta		
				20,30	m
			H neta		
				19,75	m

Parámetro	Valor	Unidad	Perdidas Singulares																							
Q		m ³ /s																								
D	2,20	m																								
U	1,71	m/s																								
L	368,00	m																								
v	0,00	m ² /seg																								
1/v	809749	seg/m ²																								
Re	3046151	-																								
r/D=5	5,0	-																								
ε	0,000	m																								
ε/D	0,000	-																								
Cc r/d=5	0,090	-																								
Cc r/d=10	0,090	-																								
f	0,010	-																								
fsmooth	0,010	-																								
Cf	1,059	-																								
Cre	1,000	-																								
Kb*	0,346	-																								
Kb	0,366	-																								
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>K</th> <th>ΔH (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Reja</td> <td>0,000</td> <td>0,066</td> </tr> <tr> <td>Entrada Bocina</td> <td>0,060</td> <td>0,006</td> </tr> <tr> <td>Transicion a tuberia</td> <td>0,060</td> <td>0,009</td> </tr> <tr> <td>Curvas</td> <td>0,366</td> <td>0,055</td> </tr> <tr> <td>Válvula Mariposa</td> <td>0,150</td> <td>0,050</td> </tr> <tr> <td>Total</td> <td></td> <td>0,197</td> </tr> </tbody> </table>			Descripción	K	ΔH (m)	Reja	0,000	0,066	Entrada Bocina	0,060	0,006	Transicion a tuberia	0,060	0,009	Curvas	0,366	0,055	Válvula Mariposa	0,150	0,050	Total		0,197
Descripción	K	ΔH (m)																								
Reja	0,000	0,066																								
Entrada Bocina	0,060	0,006																								
Transicion a tuberia	0,060	0,009																								
Curvas	0,366	0,055																								
Válvula Mariposa	0,150	0,050																								
Total		0,197																								
			<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Total fricc</td> <td>0,272</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Total sing</td> <td>0,197</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Total tub</td> <td>0,469</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Kq</td> <td>0,011</td> <td>f(Q²)</td> </tr> </tbody> </table>			Total fricc	0,272	m	Total sing	0,197	m	Total tub	0,469	m	Kq	0,011	f(Q ²)									
Total fricc	0,272	m																								
Total sing	0,197	m																								
Total tub	0,469	m																								
Kq	0,011	f(Q ²)																								
			<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Nivel C.Carga</td> <td>377,30</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Nivel Restitu.</td> <td>357,00</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>Altura Bruta</td> <td>20,30</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>H neta</td> <td>19,83</td> <td>m</td> </tr> </tbody> </table>			Nivel C.Carga	377,30	m	Nivel Restitu.	357,00	m	Altura Bruta	20,30	m	H neta	19,83	m									
Nivel C.Carga	377,30	m																								
Nivel Restitu.	357,00	m																								
Altura Bruta	20,30	m																								
H neta	19,83	m																								

ANEXO VII: Cubicación y presupuesto central Chirre

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1					
OBRAS CIVILES - EQUIPOS HIDROMECHANICOS					
	Descripción	Unid.	Cant.	PU	Total
1	Bocatoma (Barrera y Obra de Toma)				697,2
	Excavación suelo	m³	9800	5,72	56,1
	Excavación en roca	m³	4200	44,98	188,9
	Relleno estructural	m³	2000	10,66	21,3
	Relleno material fluvial	m³	300	9,16	2,7
	Enrocado 200 kg	m³	50	65,08	3,3
	Enrocado 300 kg	m³	135	76,47	10,3
	Adoquines	m²	28	184,16	5,1
	Hormigón H30	m³	810	308,03	249,5
	Hormigón H10	m³	30	171,99	5,2
	Armadura A63-42H	kg	56689	2,00	113,4
	Compuerta plana canal desripiador	gl	1	12500,00	12,5
	Compuerta plana obra de toma	gl	1	12000,00	12,0
	Reja hidráulica obra de toma	gl	1	17000,00	17,0
2	Canal de Aducción				1051,3
	Excavación suelo	m³	14880	5,72	85,1
	Excavación en roca	m³	3720	44,98	167,3
	Relleno estructural	m³	370	10,66	3,9
	Hormigón H30	m³	715	308,03	220,2
	Hormigón H10	m³	39	171,99	6,7
	Armadura A63-42H	kg	42890	2,00	85,8
	Acero tubería libre	kg	96440	5,00	482,2
3	Cámara de Carga y Obra de Seguridad				282,5
	Excavación suelo	m³	600	5,72	3,4
	Excavación en roca	m³	150	44,98	6,7
	Relleno estructural	m³	483	10,66	5,1
	Enrocado 200 kg	m³	14	65,08	0,9
	Hormigón H30	m³	302	308,03	93,0
	Hormigón H10	m³	276	171,99	47,4
	Armadura A63-42H	kg	21140	2,00	42,3
	Compuerta plana de limpieza	gl	1	8500,00	8,5
	Reja hidráulica cámara de carga	gl	1	15000,00	15,0
	Limpiarejas	gl	1	60000,00	60,0
4	Tubería en Presión				718,7
	Excavación suelo	m³	3480	5,72	19,9
	Excavación en roca	m³	870	44,98	39,1
	Relleno estructural	m³	20	10,66	0,2
	Hormigón H30	m³	40	308,03	12,3
	Hormigón H10	m³	4	171,99	0,7
	Armadura A63-42H	kg	2400	2,00	4,8
	Acero tubería	kg	127923	5,00	639,6
	Cama de arena	m³	147	13,58	2,0

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1					
OBRAS CIVILES - EQUIPOS HIDROMECHANICOS					
	Descripción	Unid.	Cant.	PU	Total
5	Casa de Máquinas y Canal de Devolución				721,2
	Excavación suelo	m³	1400	5,72	8,0
	Excavación en roca	m³	600	44,98	27,0
	Relleno estructural	m³	850	10,66	9,1
	Enrocado 200 kg	m³	10	65,08	0,7
	Hormigón H30	m³	300	308,03	92,4
	Hormigón H10	m³	9	171,99	1,6
	Armadura A63-42H	kg	18000	2,00	36,0
	Acero Estructural A 37-24 ES (Superestructura)	Ton	7	10360,00	72,5
	Instapanel PV6	Ton	1	1980,00	2,0
	Compuerta plana canal de devolución	gl	1	22000,00	22,0
	Turbina Ossberger	gl	1	450000,00	450,0
7	Ingeniería				312,4
	Ingeniería de diseño y construcción, asesorías,	7%			243,0
	Investigaciones de terreno	1%			34,7
	Administración y gastos inversionista	1%			34,7
	TOTAL OBRAS CIVILES y EQUIPOS				3783,2
	Total con imprevistos	10%			4161,5

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2				
OBRAS CIVILES - EQUIPOS HIDROMECHANICOS				
Descripción	Unid.	Cant.	PU	Total
Bocatoma (Barrera y Obra de Toma)				478,8
Excavación suelo	m ³	9,800	5,72	56,1
Excavación en roca	m ³	4,200	44,98	188,9
Relleno estructural	m ³	2,000	10,66	21,3
Relleno material fluvial	m ³	100	9,16	0,9
Enrocado 200 kg	m ³	50	65,08	3,3
Enrocado 300 kg	m ³	270	76,47	20,6
Adoquines	m ²	28	184,16	5,1
Hormigón H30	m ³	325	308,03	100,1
Hormigón H10	m ³	12	171,99	2,0
Armadura A63-42H	kg	19,500	2,00	39,0
Compuerta plana canal desripiador	gl	1	12,500,00	12,5
Compuerta plana obra de toma	gl	1	12,000,00	12,0
Reja hidráulica obra de toma	gl	1	17,000,00	17,0
Canal de Aducción				1,051,3
Excavación suelo	m ³	14,880	5,72	85,1
Excavación en roca	m ³	3,720	44,98	167,3
Relleno estructural	m ³	370	10,66	3,9
Hormigón H30	m ³	715	308,03	220,2
Hormigón H10	m ³	39	171,99	6,7
Armadura A63-42H	kg	42,890	2,00	85,8
Acero tubería libre	kg	96,440	5,00	482,2
Cámara de Carga y Obra de Seguridad				261,5
Excavación suelo	m ³	600	5,72	3,4
Excavación en roca	m ³	150	44,98	6,7
Relleno estructural	m ³	483	10,66	5,1
Enrocado 300 kg	m ³	230	76,47	17,6
Hormigón H30	m ³	234	308,03	72,1
Hormigón H10	m ³	276	171,99	47,4
Armadura A63-42H	kg	14,040	2,00	28,1
Compuerta plana de limpieza	gl	1	6,000,00	6,0
Reja hidráulica cámara de carga	gl	1	15,000,00	15,0
Limpiarejas	gl	1	60,000,00	60,0
Tubería en Presión				718,7
Excavación suelo	m ³	3,480	5,72	19,9
Excavación en roca	m ³	870	44,98	39,1
Relleno estructural	m ³	20	10,66	0,2
Hormigón H30	m ³	40	308,03	12,3
Hormigón H10	m ³	4	171,99	0,7

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2				
OBRAS CIVILES - EQUIPOS HIDROMECHANICOS				
Descripción	Unid.	Cant.	PU	Total
Armadura A63-42H	kg	2,400	2,00	4,8
Acero tubería	kg	127,923	5,00	639,6
Cama de arena	m³	147	13,58	2,0
Casa de Máquinas y Canal de Devolución				715,2
Excavación suelo	m³	1,400	5,72	8,0
Excavación en roca	m³	600	44,98	27,0
Relleno estructural	m³	850	10,66	9,1
Enrocado 200 kg	m³	10	65,08	0,7
Hormigón H30	m³	300	308,03	92,4
Hormigón H10	m³	9	171,99	1,6
Armadura A63-42H	kg	18,000	2,00	36,0
Acero Estructural A 37-24 ES (Superestructura)	Ton	7	10360	72,5
Instapanel PV6	Ton	1	1980	2,0
Compuerta plana canal de devolución	gl	2	8,000,00	16,0
Turbina Ossberger	gl	1	450,000,00	450,0
Ingeniería				290,3
Ingeniería de diseño y construcción, asesorías,	7%			225,8
Investigaciones de terreno	1%			32,3
Administración y gastos inversionista	1%			32,3
TOTAL OBRAS CIVILES y EQUIPOS				3,515,8
Total con imprevistos	10%			3,867,4

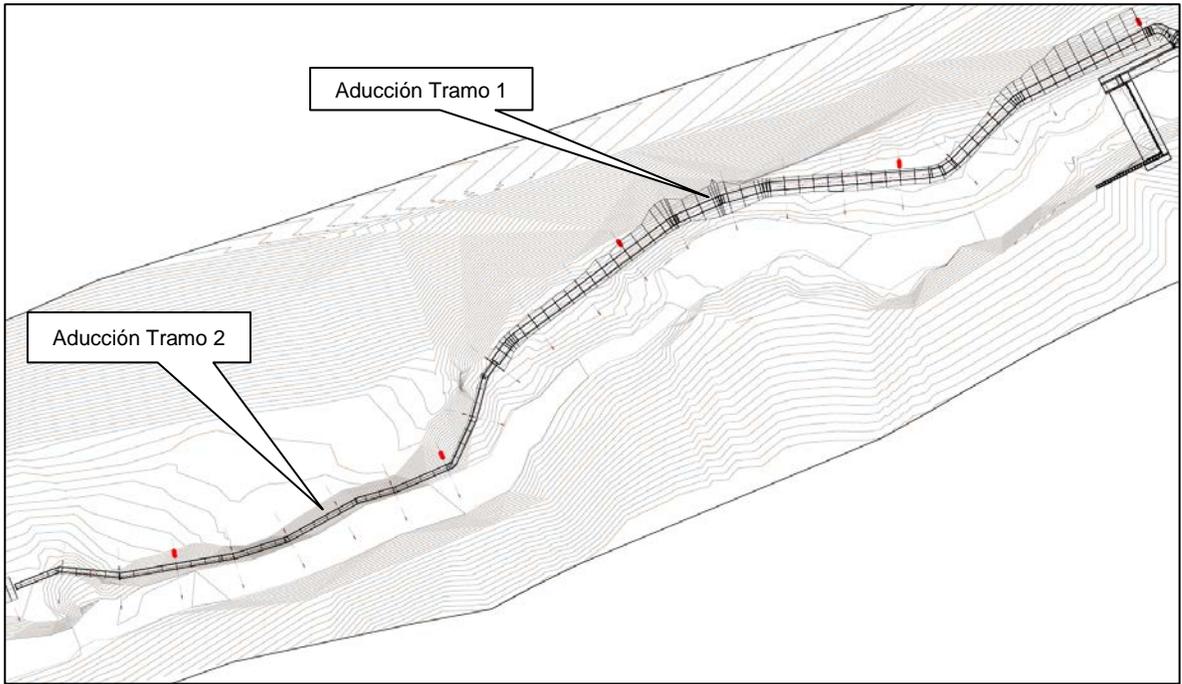


Figura VII.1. Planta aducción tramo 1 y 2.

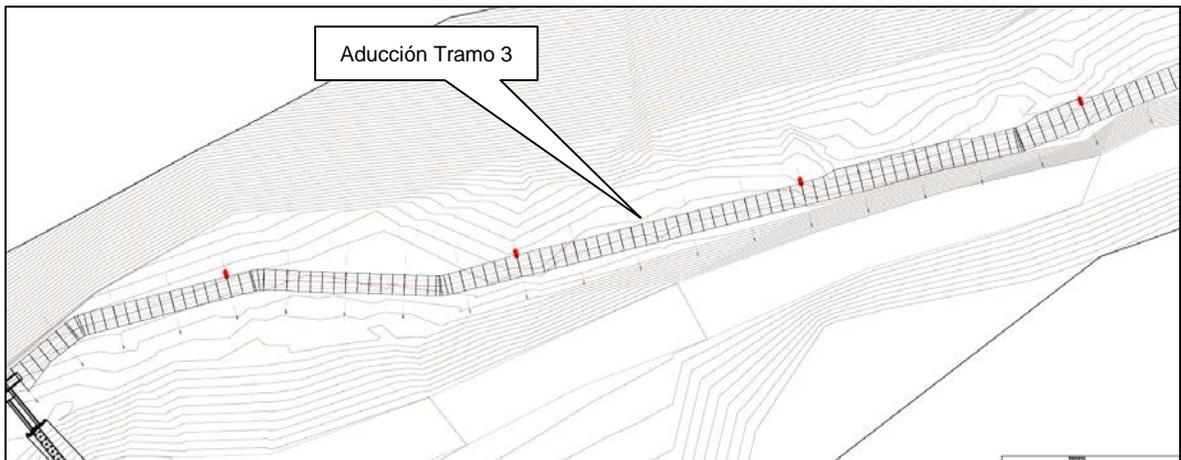


Figura VII.2. Planta aducción tramo 3.

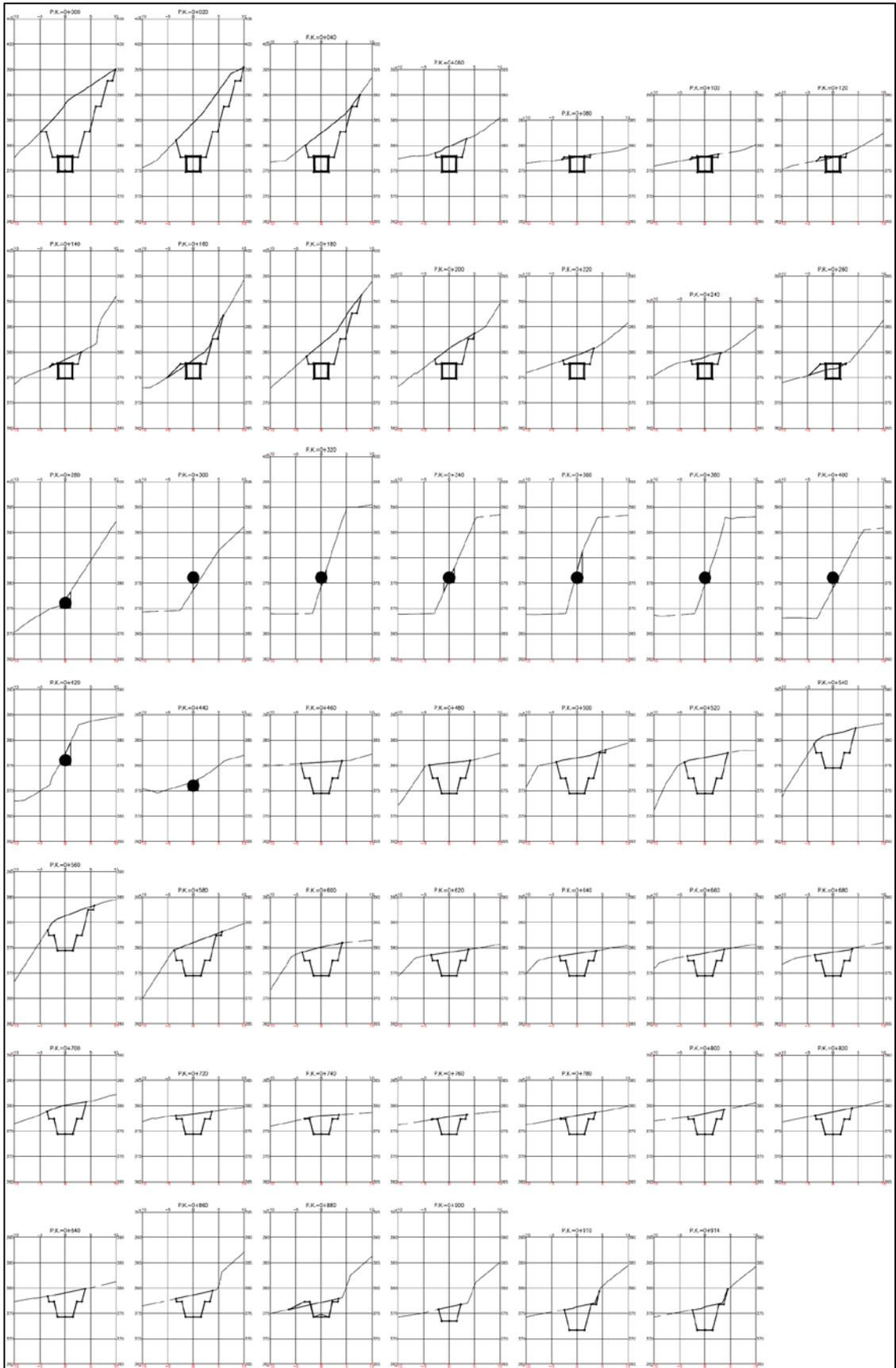


Figura VII.3. Secciones transversales aducción.

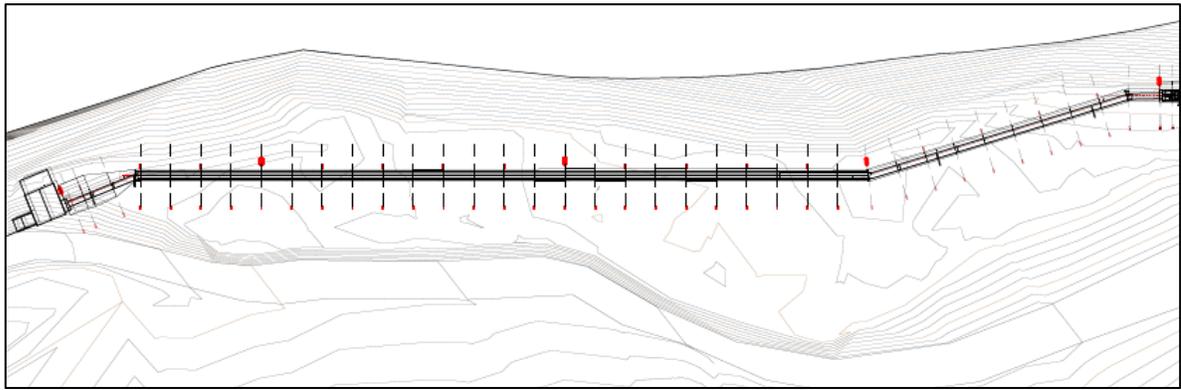


Figura VII.4. Planta trazado tubería.

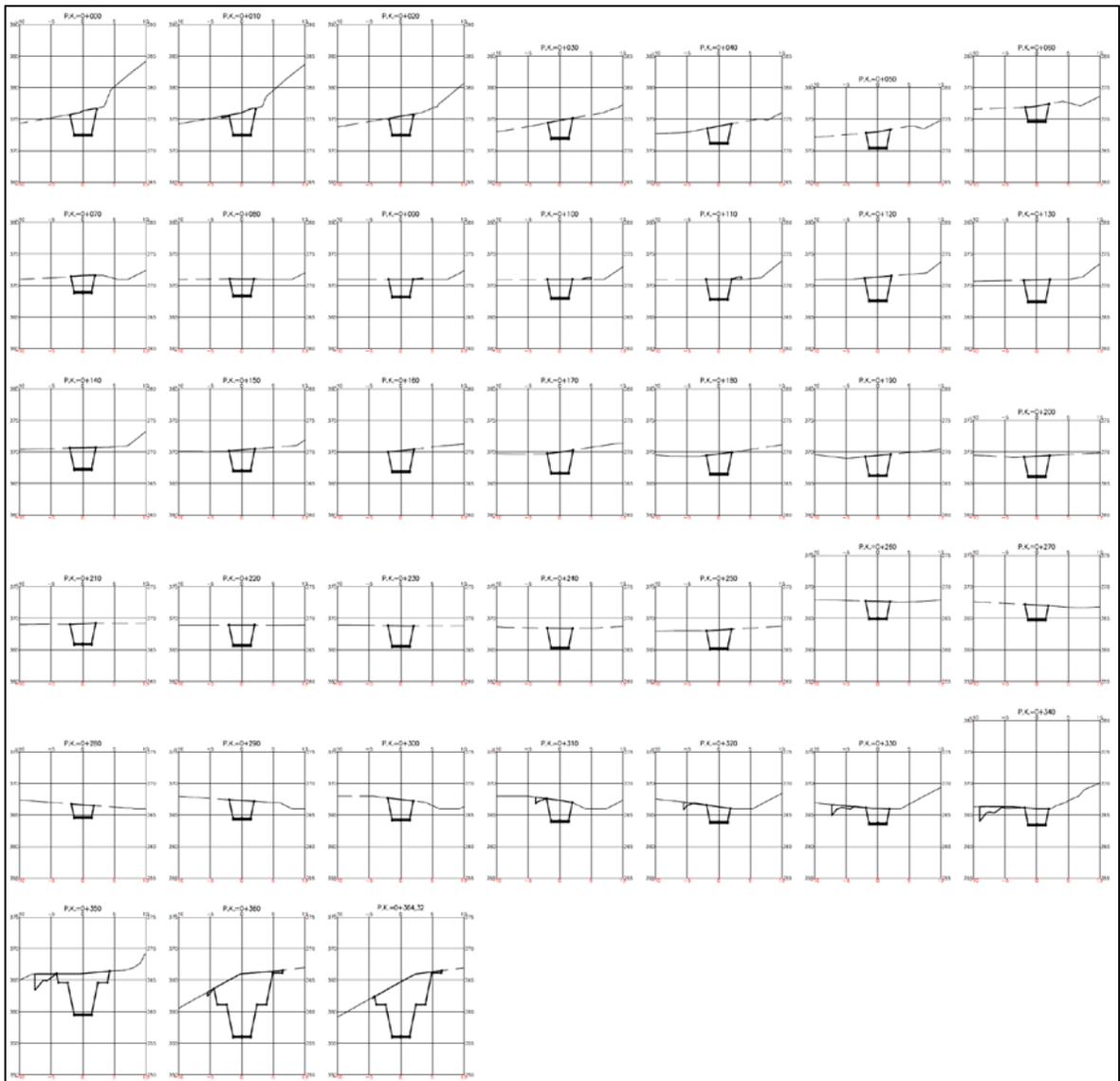
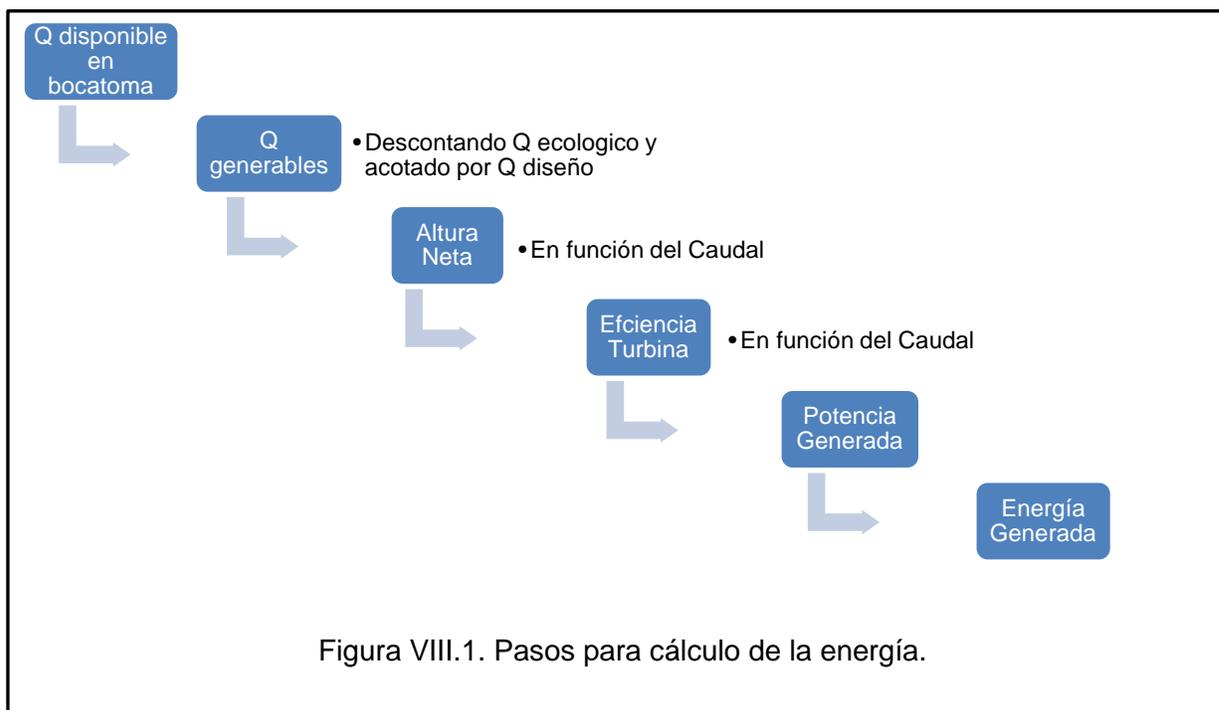


Figura VII.4 Secciones transversales zanja tubería.

ANEXO VIII: Calculo Energía media anual

Para el cálculo de la energía media anual se realizaron los siguientes pasos de cálculo que se muestran en la Figura VIII.1.



Cuadro VIII.1. Caudal en bocatoma.

CAUDAL EN BOCATOMA (m3/s)													
Año	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Anual
1958/59	6.60	12.20	13.40	14.80	10.40	9.80	7.60	6.50	5.60	5.00	4.60	4.80	8.40
1959/60	8.50	7.50	7.70	11.40	10.00	9.70	10.00	7.30	6.30	5.50	4.90	4.50	7.80
1960/61	4.40	6.90	12.00	13.00	10.20	8.40	7.80	6.50	5.70	5.40	4.90	4.50	7.50
1961/62	5.00	13.70	11.00	14.50	15.90	12.70	8.70	7.30	6.20	5.40	4.80	4.30	9.10
1962/63	4.10	4.30	8.60	6.20	15.50	8.30	6.50	6.40	5.60	5.00	4.50	4.30	6.60
1963/64	6.70	8.10	11.70	14.90	15.80	10.40	9.50	8.30	7.00	6.10	5.50	4.90	9.10
1964/65	4.70	10.00	8.40	8.40	11.30	9.90	7.40	6.40	7.40	5.80	5.80	5.20	7.60
1965/66	6.50	7.80	14.70	12.90	14.30	8.20	8.20	7.30	6.30	5.40	4.70	4.30	8.40
1966/67	7.00	11.20	18.60	12.60	10.40	8.30	7.60	6.80	8.90	6.30	5.80	5.40	9.10
1967/68	5.00	13.70	7.80	13.00	13.90	10.50	9.90	7.30	6.10	5.20	5.70	4.80	8.60
1968/69	4.80	8.10	7.60	7.00	8.30	7.60	7.50	6.70	6.70	5.40	4.70	4.20	6.50
1969/70	6.80	6.80	9.60	21.30	12.60	12.40	8.50	8.30	6.60	5.60	4.80	4.20	8.90
1970/71	5.10	11.00	9.90	11.70	10.40	9.00	6.90	6.20	6.00	5.20	4.60	4.50	7.50
1971/72	4.80	9.20	10.30	13.90	11.10	8.30	7.00	5.90	5.70	5.10	4.40	4.00	7.50
1972/73	3.80	13.90	9.50	11.20	10.60	9.50	8.70	6.60	5.60	4.90	4.30	3.80	7.70
1973/74	3.80	6.70	13.30	10.10	10.20	8.10	8.00	6.10	5.20	4.60	4.10	4.10	7.00
1974/75	3.70	8.40	14.70	8.30	7.70	6.60	5.50	4.90	4.40	3.90	3.60	3.30	6.20
1975/76	6.70	10.60	9.10	8.40	8.80	6.60	6.10	5.90	5.00	4.70	4.10	3.60	6.60
1976/77	3.20	5.40	12.00	10.40	7.10	7.60	7.50	6.30	6.90	5.30	4.50	3.90	6.70
1977/78	4.80	9.70	10.60	17.50	9.60	9.10	8.60	9.10	6.30	5.20	4.40	3.80	8.20
1978/79	3.30	7.10	8.50	18.60	8.20	11.20	9.50	8.90	6.30	5.20	4.40	3.80	7.90
1979/80	3.30	12.00	6.40	9.80	16.70	8.30	7.70	8.20	7.30	5.70	5.20	4.50	7.90
1980/81	11.00	14.80	11.50	11.00	11.10	8.30	6.30	5.40	5.30	6.20	4.60	4.30	8.30
1981/82	5.00	13.60	11.30	10.70	10.30	9.00	7.00	5.70	4.80	4.20	3.80	3.40	7.40
1982/83	3.30	11.60	9.90	12.90	10.90	8.70	8.50	6.40	5.30	4.40	3.80	3.40	7.40
1983/84	3.80	6.30	9.50	8.00	7.80	8.70	6.00	5.00	4.20	3.60	3.20	2.90	5.80
1984/85	3.30	10.40	11.60	10.70	7.10	8.20	9.60	6.10	5.10	4.20	3.60	3.40	7.00
1985/86	5.80	10.80	13.40	7.60	8.70	6.90	6.40	5.30	4.40	3.70	3.40	3.40	6.60
1986/87	7.10	9.90	11.20	8.40	12.30	7.30	6.60	6.90	5.20	4.30	3.70	3.40	7.20
1987/88	5.00	5.30	9.30	15.10	13.10	9.10	9.30	6.40	5.30	4.40	3.70	3.20	7.40
1988/89	3.70	4.00	7.10	5.50	8.40	5.80	5.70	4.60	4.00	3.40	2.90	2.60	4.80
1989/90	2.70	3.60	7.40	10.70	6.90	5.60	4.90	4.30	4.60	3.70	3.20	2.80	5.00
1990/91	4.60	10.10	9.70	8.30	8.10	10.00	8.40	6.30	5.10	4.20	3.50	3.00	6.80
1991/92	3.80	14.60	13.40	16.40	7.80	10.40	6.50	5.30	11.70	5.30	4.30	4.00	8.60
1992/93	6.20	4.90	20.40	9.90	7.20	10.40	8.60	5.90	4.80	4.00	3.30	2.90	7.40
1993/94	2.60	2.70	3.00	8.30	5.60	4.70	4.80	4.10	3.50	3.00	2.60	2.30	3.90
1994/95	2.50	4.40	8.50	8.30	6.00	7.20	7.80	5.70	4.90	4.30	3.60	3.10	5.50
1995/96	7.10	4.70	14.40	10.80	11.60	6.80	7.20	5.40	4.40	3.70	3.10	4.30	6.90
1996/97	4.50	8.00	5.80	5.90	9.00	5.70	5.60	5.60	4.60	4.40	3.80	3.20	5.50
1997/98	5.60	7.70	14.10	15.80	9.10	8.60	9.80	10.20	6.20	5.00	4.10	3.40	8.30
1998/99	2.90	4.90	4.80	5.60	7.40	5.20	4.30	3.70	3.20	2.80	2.40	2.30	4.10
1999/00	2.20	5.20	13.10	7.50	12.10	8.50	5.70	5.50	4.60	3.80	4.20	3.80	6.30
2000/01	5.00	5.60	23.80	11.00	9.00	10.10	7.70	7.30	5.80	5.30	4.30	3.50	8.20
2001/02	3.60	9.30	12.10	15.20	8.50	6.50	5.60	4.80	4.00	3.30	2.80	3.80	6.60
2002/03	3.90	8.40	11.10	10.80	12.40	9.50	12.20	8.70	6.90	5.40	4.40	3.70	8.10
2003/04	3.90	4.60	14.40	8.40	7.70	9.10	6.60	7.30	6.50	4.80	3.90	3.30	6.70
2004/05	7.90	4.00	16.10	11.20	10.70	7.60	9.00	6.70	5.40	4.40	3.60	3.20	7.50
2005/06	3.50	17.50	11.60	10.10	10.00	6.80	5.60	10.00	5.20	4.60	3.90	3.60	7.70
2006/07	6.30	6.10	16.50	10.40	9.10	8.60	8.00	5.70	5.90	4.50	3.60	3.00	7.30
2007/08	4.10	4.30	6.20	11.30	7.30	6.30	8.40	5.30	4.40	3.60	3.00	2.50	5.60
2008/09	2.30	11.90	6.70	15.40	17.30	6.80	5.60	4.70	3.90	3.20	2.70	2.30	6.90
2009/10	2.30	11.70	9.10	6.20	14.60	6.90	7.80	6.70	5.10	4.20	3.50	3.50	6.80
2010/11	3.10	3.80	9.60	9.70	11.00	6.30	5.50	5.10	4.30	3.70	3.10	2.70	5.70
2011/12	3.80	5.90	8.80	7.10	9.10	9.70	6.20	5.50	4.40	3.60	4.30	3.40	6.00
2012/13	3.40	9.20	12.30	10.20	8.20	6.80	5.10	4.10	9.80	4.40	3.70	3.10	6.70
2013/14	4.20	9.90	8.30	7.20	8.90	8.10	5.70	5.20	4.20	3.40	2.80	2.60	5.90
Máx	11.00	17.50	23.80	21.30	17.30	12.70	12.20	10.20	11.70	6.30	5.80	5.40	9.10
Mín	2.20	2.70	3.00	5.50	5.60	4.70	4.30	3.70	3.20	2.80	2.40	2.30	3.90
Prom	4.69	8.46	10.92	10.92	10.24	8.30	7.37	6.32	5.61	4.59	4.01	3.64	7.08

Cuadro VIII.2. Caudal generable.

CAUDAL GENERABLE (m3/s)													
AÑO	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	PROM
1958/59	5.87	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.48	5.38	4.48	4.05	3.84	4.07	5.56
1959/60	6.50	6.38	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.18	5.18	4.55	4.14	3.77	5.77
1960/61	3.67	5.78	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.38	4.58	4.45	4.14	3.77	5.36
1961/62	4.27	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.18	5.08	4.45	4.04	3.57	5.55
1962/63	3.37	3.18	6.50	5.08	6.50	6.50	5.38	5.28	4.48	4.05	3.74	3.57	4.80
1963/64	5.97	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.88	5.15	4.74	4.17	5.95
1964/65	3.97	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.28	5.28	6.28	4.85	5.04	4.47	5.72
1965/66	5.77	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.18	5.18	4.45	3.94	3.57	5.67
1966/67	6.27	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.48	5.68	6.50	5.35	5.04	4.67	6.04
1967/68	4.27	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.18	4.98	4.25	4.94	4.07	5.64
1968/69	4.07	6.50	6.48	5.88	6.50	6.48	6.38	5.58	5.58	4.45	3.94	3.47	5.44
1969/70	6.07	5.68	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.48	4.65	4.04	3.47	5.70
1970/71	4.37	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.78	5.08	4.88	4.25	3.84	3.77	5.37
1971/72	4.07	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.88	4.78	4.58	4.15	3.64	3.27	5.24
1972/73	3.07	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.48	4.48	3.95	3.54	3.07	5.22
1973/74	3.07	5.58	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	4.98	4.08	3.65	3.34	3.37	5.05
1974/75	2.97	6.50	6.50	6.50	6.50	5.48	4.38	3.78	3.28	2.95	2.84	2.57	4.52
1975/76	5.97	6.50	6.50	6.50	6.50	5.48	4.98	4.78	3.88	3.75	3.34	2.87	5.09
1976/77	2.47	4.28	6.50	6.50	5.98	6.48	6.38	5.18	5.78	4.35	3.74	3.17	5.07
1977/78	4.07	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.18	4.25	3.64	3.07	5.48
1978/79	2.57	5.98	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.18	4.25	3.64	3.07	5.31
1979/80	2.57	6.50	5.28	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.18	4.75	4.44	3.77	5.50
1980/81	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.18	4.28	4.18	5.25	3.84	3.57	5.44
1981/82	4.27	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.88	4.58	3.68	3.25	3.04	2.67	4.99
1982/83	2.57	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.28	4.18	3.45	3.04	2.67	5.02
1983/84	3.07	5.18	6.50	6.50	6.50	6.50	4.88	3.88	3.08	2.65	2.44	2.17	4.45
1984/85	2.57	6.50	6.50	6.50	5.98	6.50	6.50	4.98	3.98	3.25	2.84	2.67	4.90
1985/86	5.07	6.50	6.50	6.48	6.50	5.78	5.28	4.18	3.28	2.75	2.64	2.67	4.80
1986/87	6.37	6.50	6.50	6.50	6.50	6.18	5.48	5.78	4.08	3.35	2.94	2.67	5.24
1987/88	4.27	4.18	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.28	4.18	3.45	2.94	2.47	4.94
1988/89	2.97	2.88	5.98	4.38	6.50	4.68	4.58	3.48	2.88	2.45	2.14	1.87	3.73
1989/90	1.97	2.48	6.28	6.50	5.78	4.48	3.78	3.18	3.48	2.75	2.44	2.07	3.77
1990/91	3.87	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.18	3.98	3.25	2.74	2.27	5.02
1991/92	3.07	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.38	4.18	6.50	4.35	3.54	3.27	5.23
1992/93	5.47	3.78	6.50	6.50	6.08	6.50	6.50	4.78	3.68	3.05	2.54	2.17	4.80
1993/94	1.87	1.58	1.88	6.50	4.48	3.58	3.68	2.98	2.38	2.05	1.84	1.57	2.87
1994/95	1.77	3.28	6.50	6.50	4.88	6.08	6.50	4.58	3.78	3.35	2.84	2.37	4.37
1995/96	6.37	3.58	6.50	6.50	6.50	5.68	6.08	4.28	3.28	2.75	2.34	3.57	4.79
1996/97	3.77	6.50	4.68	4.78	6.50	4.58	4.48	4.48	3.48	3.45	3.04	2.47	4.35
1997/98	4.87	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.08	4.05	3.34	2.67	5.46
1998/99	2.17	3.78	3.68	4.48	6.28	4.08	3.18	2.58	2.08	1.85	1.64	1.57	3.11
1999/00	1.47	4.08	6.50	6.38	6.50	6.50	4.58	4.38	3.48	2.85	3.44	3.07	4.44
2000/01	4.27	4.48	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.18	4.68	4.35	3.54	2.77	5.23
2001/02	2.87	6.50	6.50	6.50	6.50	5.38	4.48	3.68	2.88	2.35	2.04	3.07	4.40
2002/03	3.17	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.78	4.45	3.64	2.97	5.46
2003/04	3.17	3.48	6.50	6.50	6.50	6.50	5.48	6.18	5.38	3.85	3.14	2.57	4.94
2004/05	6.50	2.88	6.50	6.50	6.50	6.48	6.50	5.58	4.28	3.45	2.84	2.47	5.04
2005/06	2.77	6.50	6.50	6.50	6.50	5.68	4.48	6.50	4.08	3.65	3.14	2.87	4.93
2006/07	5.57	4.98	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	4.58	4.78	3.55	2.84	2.27	5.09
2007/08	3.37	3.18	5.08	6.50	6.18	5.18	6.50	4.18	3.28	2.65	2.24	1.77	4.18
2008/09	1.57	6.50	5.58	6.50	6.50	5.68	4.48	3.58	2.78	2.25	1.94	1.57	4.08
2009/10	1.57	6.50	6.50	5.08	6.50	5.78	6.50	5.58	3.98	3.25	2.74	2.77	4.73
2010/11	2.37	2.68	6.50	6.50	6.50	5.18	4.38	3.98	3.18	2.75	2.34	1.97	4.03
2011/12	3.07	4.78	6.50	5.98	6.50	6.50	5.08	4.38	3.28	2.65	3.54	2.67	4.58
2012/13	2.67	6.50	6.50	6.50	6.50	5.68	3.98	2.98	6.50	3.45	2.94	2.37	4.71
2013/14	3.47	6.50	6.50	6.08	6.50	6.50	4.58	4.08	3.08	2.45	2.04	1.87	4.47
Máx	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	5.35	5.04	4.67	6.04
Mín	1.47	1.58	1.88	4.38	4.48	3.58	3.18	2.58	2.08	1.85	1.64	1.57	2.87
Prom	3.86	5.47	6.26	6.31	6.39	6.10	5.72	5.01	4.35	3.63	3.26	2.91	4.94

Cuadro VIII.3. Altura neta.

ALTURA NETA (m)													
AÑO	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	PROM
1958/59	19.48	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.30	19.61	19.82	19.91	19.95	19.90	19.54
1959/60	19.29	19.33	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.39	19.66	19.81	19.89	19.96	19.48
1960/61	19.98	19.50	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.61	19.80	19.83	19.89	19.96	19.59
1961/62	19.86	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.39	19.68	19.83	19.91	20.00	19.54
1962/63	20.03	20.06	19.29	19.68	19.29	19.29	19.61	19.64	19.82	19.91	19.97	20.00	19.72
1963/64	19.45	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.48	19.67	19.76	19.88	19.44
1964/65	19.92	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.36	19.64	19.36	19.74	19.69	19.82	19.50
1965/66	19.51	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.39	19.66	19.83	19.93	20.00	19.50
1966/67	19.36	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.30	19.53	19.29	19.62	19.69	19.78	19.42
1967/68	19.86	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.39	19.71	19.87	19.72	19.90	19.52
1968/69	19.90	19.29	19.30	19.48	19.29	19.30	19.33	19.56	19.56	19.83	19.93	20.01	19.56
1969/70	19.42	19.53	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.58	19.78	19.91	20.01	19.50
1970/71	19.84	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.50	19.68	19.73	19.87	19.95	19.96	19.58
1971/72	19.90	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.48	19.76	19.80	19.89	19.98	20.04	19.61
1972/73	20.07	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.58	19.82	19.93	20.00	20.07	19.60
1973/74	20.07	19.56	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.71	19.90	19.98	20.03	20.03	19.65
1974/75	20.09	19.29	19.29	19.29	19.29	19.58	19.84	19.96	20.04	20.09	20.11	20.14	19.75
1975/76	19.45	19.29	19.29	19.29	19.29	19.58	19.71	19.76	19.94	19.96	20.03	20.10	19.64
1976/77	20.15	19.86	19.29	19.29	19.45	19.30	19.33	19.66	19.50	19.85	19.97	20.06	19.64
1977/78	19.90	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.66	19.87	19.98	20.07	19.54
1978/79	20.14	19.45	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.66	19.87	19.98	20.07	19.58
1979/80	20.14	19.29	19.64	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.39	19.76	19.83	19.96	19.54
1980/81	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.66	19.86	19.88	19.64	19.95	20.00	19.56
1981/82	19.86	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.48	19.80	19.98	20.05	20.08	20.13	19.65
1982/83	20.14	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.64	19.88	20.02	20.08	20.13	19.64
1983/84	20.07	19.66	19.29	19.29	19.29	19.29	19.73	19.94	20.07	20.13	20.16	20.19	19.76
1984/85	20.14	19.29	19.29	19.29	19.45	19.29	19.29	19.71	19.92	20.05	20.11	20.13	19.66
1985/86	19.69	19.29	19.29	19.30	19.29	19.50	19.64	19.88	20.04	20.12	20.13	20.13	19.69
1986/87	19.33	19.29	19.29	19.29	19.29	19.39	19.58	19.50	19.90	20.03	20.09	20.13	19.59
1987/88	19.86	19.88	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.64	19.88	20.02	20.09	20.15	19.67
1988/89	20.09	20.10	19.45	19.84	19.29	19.78	19.80	20.01	20.10	20.16	20.19	20.22	19.92
1989/90	20.21	20.15	19.36	19.29	19.50	19.82	19.96	20.06	20.01	20.12	20.16	20.20	19.90
1990/91	19.94	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.66	19.92	20.05	20.12	20.18	19.64
1991/92	20.07	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.61	19.88	19.29	19.85	20.00	20.04	19.60
1992/93	19.59	19.96	19.29	19.29	19.42	19.29	19.29	19.76	19.98	20.08	20.15	20.19	19.69
1993/94	20.22	20.24	20.22	19.29	19.82	19.99	19.98	20.09	20.16	20.20	20.22	20.24	20.06
1994/95	20.23	20.04	19.29	19.29	19.73	19.42	19.29	19.80	19.96	20.03	20.11	20.17	19.78
1995/96	19.33	19.99	19.29	19.29	19.29	19.53	19.42	19.86	20.04	20.12	20.17	20.00	19.70
1996/97	19.96	19.29	19.78	19.76	19.29	19.80	19.82	19.82	20.01	20.02	20.08	20.15	19.82
1997/98	19.73	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.68	19.91	20.03	20.13	19.54
1998/99	20.19	19.96	19.98	19.82	19.36	19.90	20.06	20.14	20.20	20.22	20.24	20.24	20.02
1999/00	20.25	19.90	19.29	19.33	19.29	19.29	19.80	19.84	20.01	20.11	20.02	20.07	19.77
2000/01	19.86	19.82	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.39	19.78	19.85	20.00	20.12	19.61
2001/02	20.10	19.29	19.29	19.29	19.29	19.61	19.82	19.98	20.10	20.17	20.20	20.07	19.77
2002/03	20.06	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.50	19.83	19.98	20.09	19.54
2003/04	20.06	20.01	19.29	19.29	19.29	19.29	19.58	19.39	19.61	19.95	20.06	20.14	19.66
2004/05	19.29	20.10	19.29	19.29	19.29	19.30	19.29	19.56	19.86	20.02	20.11	20.15	19.63
2005/06	20.12	19.29	19.29	19.29	19.29	19.53	19.82	19.29	19.90	19.98	20.06	20.10	19.67
2006/07	19.56	19.71	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.80	19.76	20.00	20.11	20.18	19.63
2007/08	20.03	20.06	19.68	19.29	19.39	19.66	19.29	19.88	20.04	20.13	20.18	20.23	19.82
2008/09	20.24	19.29	19.56	19.29	19.29	19.53	19.82	19.99	20.12	20.18	20.21	20.24	19.81
2009/10	20.24	19.29	19.29	19.68	19.29	19.50	19.29	19.56	19.92	20.05	20.12	20.12	19.70
2010/11	20.17	20.13	19.29	19.29	19.29	19.66	19.84	19.92	20.06	20.12	20.17	20.21	19.85
2011/12	20.07	19.76	19.29	19.45	19.29	19.29	19.68	19.84	20.04	20.13	20.00	20.13	19.75
2012/13	20.13	19.29	19.29	19.29	19.29	19.53	19.92	20.09	19.29	20.02	20.09	20.17	19.70
2013/14	20.01	19.29	19.29	19.42	19.29	19.29	19.80	19.90	20.07	20.16	20.20	20.22	19.75
Promedio	19.89	19.54	19.36	19.33	19.33	19.40	19.48	19.66	19.81	19.96	20.02	20.08	19.65
Máximo	20.25	20.24	20.22	19.84	19.82	19.99	20.06	20.14	20.20	20.22	20.24	20.24	20.06
Mínimo	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29	19.62	19.69	19.78	19.42

Cuadro VIII.5. Potencia generada.

POTENCIA GENERADA (MW)													
AÑO	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	PROM
1958/59	0.89	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.82	0.69	0.63	0.60	0.63	0.85
1959/60	0.98	0.96	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.94	0.80	0.70	0.64	0.59	0.88
1960/61	0.57	0.88	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.82	0.71	0.69	0.64	0.59	0.82
1961/62	0.66	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.94	0.78	0.69	0.63	0.56	0.84
1962/63	0.53	0.50	0.98	0.78	0.98	0.98	0.82	0.81	0.69	0.63	0.58	0.56	0.74
1963/64	0.91	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.89	0.79	0.73	0.65	0.90
1964/65	0.62	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.95	0.81	0.95	0.75	0.78	0.69	0.87
1965/66	0.88	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.94	0.80	0.69	0.61	0.56	0.86
1966/67	0.95	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.87	0.98	0.82	0.78	0.72	0.92
1967/68	0.66	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.94	0.77	0.66	0.76	0.63	0.86
1968/69	0.63	0.98	0.98	0.89	0.98	0.98	0.96	0.85	0.85	0.69	0.61	0.54	0.83
1969/70	0.92	0.87	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.84	0.72	0.63	0.54	0.87
1970/71	0.68	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.88	0.78	0.75	0.66	0.60	0.59	0.82
1971/72	0.63	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.89	0.74	0.71	0.64	0.57	0.51	0.80
1972/73	0.48	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.84	0.69	0.61	0.55	0.48	0.80
1973/74	0.48	0.85	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.77	0.63	0.57	0.52	0.53	0.77
1974/75	0.47	0.98	0.98	0.98	0.98	0.84	0.68	0.59	0.51	0.46	0.45	0.40	0.69
1975/76	0.91	0.98	0.98	0.98	0.98	0.84	0.77	0.74	0.60	0.58	0.52	0.45	0.78
1976/77	0.39	0.66	0.98	0.98	0.91	0.98	0.96	0.80	0.88	0.67	0.58	0.50	0.77
1977/78	0.63	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.80	0.66	0.57	0.48	0.83
1978/79	0.40	0.91	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.80	0.66	0.57	0.48	0.81
1979/80	0.40	0.98	0.81	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.94	0.73	0.69	0.59	0.84
1980/81	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.80	0.66	0.65	0.81	0.60	0.56	0.83
1981/82	0.66	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.89	0.71	0.57	0.51	0.48	0.42	0.76
1982/83	0.40	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.81	0.65	0.54	0.48	0.42	0.77
1983/84	0.48	0.80	0.98	0.98	0.98	0.98	0.75	0.60	0.48	0.42	0.38	0.34	0.68
1984/85	0.40	0.98	0.98	0.98	0.91	0.98	0.98	0.77	0.62	0.51	0.45	0.42	0.75
1985/86	0.78	0.98	0.98	0.98	0.98	0.88	0.81	0.65	0.51	0.43	0.42	0.42	0.73
1986/87	0.96	0.98	0.98	0.98	0.98	0.94	0.84	0.88	0.63	0.52	0.46	0.42	0.80
1987/88	0.66	0.65	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.81	0.65	0.54	0.46	0.39	0.76
1988/89	0.47	0.45	0.91	0.68	0.98	0.72	0.71	0.54	0.45	0.39	0.34	0.30	0.58
1989/90	0.31	0.39	0.95	0.98	0.88	0.69	0.59	0.50	0.54	0.43	0.38	0.33	0.58
1990/91	0.60	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.80	0.62	0.51	0.43	0.36	0.77
1991/92	0.48	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.82	0.65	0.98	0.67	0.55	0.51	0.80
1992/93	0.84	0.59	0.98	0.98	0.92	0.98	0.98	0.74	0.57	0.48	0.40	0.34	0.73
1993/94	0.30	0.25	0.30	0.98	0.69	0.56	0.57	0.47	0.37	0.32	0.29	0.25	0.45
1994/95	0.28	0.51	0.98	0.98	0.75	0.92	0.98	0.71	0.59	0.52	0.45	0.37	0.67
1995/96	0.96	0.56	0.98	0.98	0.98	0.87	0.92	0.66	0.51	0.43	0.37	0.56	0.73
1996/97	0.59	0.98	0.72	0.74	0.98	0.71	0.69	0.69	0.54	0.54	0.48	0.39	0.67
1997/98	0.75	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.78	0.63	0.52	0.42	0.83
1998/99	0.34	0.59	0.57	0.69	0.95	0.63	0.50	0.41	0.33	0.29	0.26	0.25	0.48
1999/00	0.23	0.63	0.98	0.96	0.98	0.98	0.71	0.68	0.54	0.45	0.54	0.48	0.68
2000/01	0.66	0.69	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.94	0.72	0.67	0.55	0.44	0.80
2001/02	0.45	0.98	0.98	0.98	0.98	0.82	0.69	0.57	0.45	0.37	0.32	0.48	0.67
2002/03	0.50	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.88	0.69	0.57	0.47	0.83
2003/04	0.50	0.54	0.98	0.98	0.98	0.98	0.84	0.94	0.82	0.60	0.49	0.40	0.75
2004/05	0.98	0.45	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.85	0.66	0.54	0.45	0.39	0.77
2005/06	0.44	0.98	0.98	0.98	0.98	0.87	0.69	0.98	0.63	0.57	0.49	0.45	0.75
2006/07	0.85	0.77	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.71	0.74	0.55	0.45	0.36	0.78
2007/08	0.53	0.50	0.78	0.98	0.94	0.80	0.98	0.65	0.51	0.42	0.35	0.28	0.64
2008/09	0.25	0.98	0.85	0.98	0.98	0.87	0.69	0.56	0.44	0.35	0.31	0.25	0.63
2009/10	0.25	0.98	0.98	0.78	0.98	0.88	0.98	0.85	0.62	0.51	0.43	0.44	0.72
2010/11	0.37	0.42	0.98	0.98	0.98	0.80	0.68	0.62	0.50	0.43	0.37	0.31	0.62
2011/12	0.48	0.74	0.98	0.91	0.98	0.98	0.78	0.68	0.51	0.42	0.55	0.42	0.70
2012/13	0.42	0.98	0.98	0.98	0.98	0.87	0.62	0.47	0.98	0.54	0.46	0.37	0.72
2013/14	0.54	0.98	0.98	0.92	0.98	0.98	0.71	0.63	0.48	0.39	0.32	0.30	0.68
Promedio	0.60	0.83	0.95	0.95	0.96	0.92	0.87	0.77	0.67	0.57	0.51	0.46	0.75
Máximo	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.82	0.78	0.72	0.92
Mínimo	0.23	0.25	0.30	0.68	0.69	0.56	0.50	0.41	0.33	0.29	0.26	0.25	0.45

Cuadro VIII.7. Energía generada.

ENERGÍA GENERADA (GWh)													
AÑO	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	SUMA
1958/59	0.64	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.59	0.52	0.47	0.40	0.47	7.42
1959/60	0.71	0.72	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.67	0.59	0.52	0.43	0.44	7.69
1960/61	0.41	0.66	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.59	0.53	0.51	0.43	0.44	7.17
1961/62	0.48	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.67	0.58	0.51	0.42	0.42	7.41
1962/63	0.38	0.37	0.71	0.58	0.73	0.71	0.61	0.58	0.52	0.47	0.39	0.42	6.46
1963/64	0.65	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.67	0.59	0.49	0.48	7.92
1964/65	0.45	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.71	0.58	0.71	0.56	0.52	0.52	7.64
1965/66	0.63	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.67	0.59	0.51	0.41	0.42	7.57
1966/67	0.68	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.62	0.73	0.61	0.52	0.54	8.03
1967/68	0.48	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.67	0.57	0.49	0.51	0.47	7.53
1968/69	0.46	0.73	0.70	0.67	0.73	0.70	0.72	0.61	0.63	0.51	0.41	0.40	7.28
1969/70	0.66	0.65	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.62	0.53	0.42	0.40	7.60
1970/71	0.49	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.66	0.56	0.56	0.49	0.40	0.44	7.20
1971/72	0.46	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.67	0.53	0.53	0.48	0.38	0.38	7.02
1972/73	0.35	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.60	0.52	0.46	0.37	0.36	6.99
1973/74	0.35	0.63	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.55	0.47	0.42	0.35	0.39	6.77
1974/75	0.34	0.73	0.71	0.73	0.73	0.60	0.51	0.42	0.38	0.34	0.30	0.30	6.09
1975/76	0.65	0.73	0.71	0.73	0.73	0.60	0.57	0.53	0.45	0.44	0.35	0.34	6.83
1976/77	0.28	0.49	0.71	0.73	0.68	0.70	0.72	0.57	0.66	0.50	0.39	0.37	6.80
1977/78	0.46	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.59	0.49	0.38	0.36	7.32
1978/79	0.29	0.68	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.59	0.49	0.38	0.36	7.10
1979/80	0.29	0.73	0.58	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.70	0.55	0.46	0.44	7.35
1980/81	0.71	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.59	0.48	0.48	0.60	0.40	0.42	7.28
1981/82	0.48	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.67	0.51	0.43	0.38	0.32	0.31	6.69
1982/83	0.29	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.58	0.48	0.40	0.32	0.31	6.72
1983/84	0.35	0.59	0.71	0.73	0.73	0.71	0.56	0.44	0.36	0.31	0.26	0.25	5.99
1984/85	0.29	0.73	0.71	0.73	0.68	0.71	0.73	0.55	0.46	0.38	0.30	0.31	6.57
1985/86	0.56	0.73	0.71	0.73	0.73	0.63	0.60	0.47	0.38	0.32	0.28	0.31	6.46
1986/87	0.69	0.73	0.71	0.73	0.73	0.67	0.62	0.63	0.47	0.39	0.31	0.31	7.01
1987/88	0.48	0.48	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.58	0.48	0.40	0.31	0.29	6.63
1988/89	0.34	0.34	0.65	0.51	0.73	0.52	0.53	0.39	0.34	0.29	0.23	0.22	5.07
1989/90	0.22	0.29	0.68	0.73	0.66	0.50	0.44	0.36	0.40	0.32	0.26	0.24	5.11
1990/91	0.43	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.57	0.46	0.38	0.29	0.27	6.73
1991/92	0.35	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.61	0.47	0.73	0.50	0.37	0.38	7.01
1992/93	0.60	0.44	0.71	0.73	0.69	0.71	0.73	0.53	0.43	0.36	0.27	0.25	6.44
1993/94	0.21	0.19	0.21	0.73	0.52	0.40	0.43	0.34	0.28	0.24	0.20	0.18	3.93
1994/95	0.20	0.38	0.71	0.73	0.56	0.66	0.73	0.51	0.44	0.39	0.30	0.28	5.89
1995/96	0.69	0.42	0.71	0.73	0.73	0.62	0.69	0.48	0.38	0.32	0.25	0.42	6.43
1996/97	0.42	0.73	0.52	0.55	0.73	0.51	0.52	0.50	0.40	0.40	0.32	0.29	5.90
1997/98	0.54	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.58	0.47	0.35	0.31	7.29
1998/99	0.25	0.44	0.41	0.52	0.71	0.46	0.37	0.29	0.24	0.22	0.17	0.18	4.26
1999/00	0.17	0.47	0.71	0.72	0.73	0.71	0.53	0.49	0.40	0.33	0.36	0.36	5.97
2000/01	0.48	0.52	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.67	0.54	0.50	0.37	0.32	7.01
2001/02	0.32	0.73	0.71	0.73	0.73	0.59	0.52	0.41	0.34	0.28	0.22	0.36	5.93
2002/03	0.36	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.66	0.51	0.38	0.35	7.29
2003/04	0.36	0.40	0.71	0.73	0.73	0.71	0.62	0.67	0.61	0.45	0.33	0.30	6.62
2004/05	0.71	0.34	0.71	0.73	0.73	0.70	0.73	0.61	0.49	0.40	0.30	0.29	6.74
2005/06	0.31	0.73	0.71	0.73	0.73	0.62	0.52	0.71	0.47	0.42	0.33	0.34	6.62
2006/07	0.61	0.57	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.51	0.55	0.41	0.30	0.27	6.82
2007/08	0.38	0.37	0.56	0.73	0.70	0.57	0.73	0.47	0.38	0.31	0.24	0.21	5.65
2008/09	0.18	0.73	0.61	0.73	0.73	0.62	0.52	0.40	0.33	0.26	0.21	0.18	5.50
2009/10	0.18	0.73	0.71	0.58	0.73	0.63	0.73	0.61	0.46	0.38	0.29	0.32	6.36
2010/11	0.27	0.31	0.71	0.73	0.73	0.57	0.51	0.45	0.37	0.32	0.25	0.23	5.44
2011/12	0.35	0.55	0.71	0.68	0.73	0.71	0.58	0.49	0.38	0.31	0.37	0.31	6.16
2012/13	0.30	0.73	0.71	0.73	0.73	0.62	0.46	0.34	0.73	0.40	0.31	0.28	6.34
2013/14	0.39	0.73	0.71	0.69	0.73	0.71	0.53	0.46	0.36	0.29	0.22	0.22	6.02
Promedio	0.43	0.62	0.68	0.71	0.72	0.67	0.65	0.55	0.50	0.42	0.34	0.34	6.63
Máximo	0.71	0.73	0.71	0.73	0.73	0.71	0.73	0.71	0.73	0.61	0.52	0.54	8.03
Mínimo	0.17	0.19	0.21	0.51	0.52	0.40	0.37	0.29	0.24	0.22	0.17	0.18	3.93

ANEXO IX: Evaluación Económica

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	MW
Energía media anual	5.83	GWh-año
Factor de planta	0.68	

Alternativa 1: Precio E=100 US\$/MWh

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	100	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv-año	
2015	50%	1040
2016	50%	1040
		2081

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	2081 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual		310 MUS\$-año

VPN	-67.0	MUS\$
TIR	9.7	%
Inversión total	4162	MUS\$
Costo kW instalado	4162	US\$/kW

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
VNA	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046
Ingresos energía	4543	0	0	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	4880	0	0	626																												
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Costos O&M	324	0	0	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
Total Costos de explotación	324	0	0	42																												
MARGEN DE EXPLOTACION	4556	0	0	585																												
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																												
MARGEN OPERACIONAL	3776	0	0	485																												
Depreciación	1081	0	0	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	
Intereses				166	155	143	131	121	111	102	94	86	80																			
UTIL ANTES IMPUESTO	2178	0	0	346	191	203	215	225	235	244	252	260	266	346																		
Impuesto a la renta	588	0	0	93	52	55	58	61	63	66	68	70	72	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	93	
UTIL DESPUES IMPUESTO	1590	0	0	253	139	149	157	164	172	178	184	189	195	253																		
INVERSIONES	1806	1040	1040																													
AMORTIZACION				144	155	168	179	189	199	208	216	224	231																			
FLUJO NETO	-67	-1040	-1040	248	123	120	117	114	111	109	107	105	103	391																		

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Pago anual	310	310	310	310	310	310	310	310	310	310
Amortización	144	155	168	179	189	199	208	216	224	231
Intereses	166	155	143	131	121	111	102	94	86	80
Saldo	1937	1782	1640	1508	1388	1277	1175	1081	994	915

Alternativa 2: Precio E=100 US\$/MWh

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	
Energía media anual	5.83	GWh/año
Factor de planta	0.68	

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	100	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv-año	
2015	50%	967
2016	50%	967
		1934

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	1934 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual		288 MUS\$-año

VPN	148.3	MUS\$
TIR	10.8	%
Inversión total	3867	MUS\$
Costo kW instalado	3867	US\$/kW

	VNA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
Ingresos energía	4543	0	0	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43
Total Ingresos	4880	0	0	626																													
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Costos O&M	301	0	0	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
Total Costos de explotación	301	0	0	39																													
MARGEN DE EXPLOTACION	4578	0	0	588																													
Gastos de personal	380	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	380	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	778	0	0	100																													
MARGEN OPERACIONAL	3799	0	0	488																													
Depreciación	1004	0	0	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	
Intereses				155	144	132	122	112	103	95	87																						
UTIL ANTES IMPUESTO	2314	0	0	359	215	226	237	247	256	264	271	278	285	359																			
Impuesto a la renta	625	0	0	97	58	61	64	67	69	71	73	75	77	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	
UTIL DESPUES IMPUESTO	1689	0	0	262	157	165	173	180	187	193	198	203	208	262																			
INVERSIONES	1678	967	967																														
AMORTIZACION				133	144	156	166	176	185	193	201	208	214																				
FLUJO NETO	148	-967	-967	257	142	138	136	133	130	128	126	124	123	391																			

Pago anual			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Amortización			288	288	288	288	288	288	288	288	288	288
Intereses			133	144	156	166	176	185	193	201	208	214
Saldo			1800	1656	1524	1402	1290	1188	1092	1004	924	850

Alternativa 1: Precio E=80 US\$/MWh

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	
Energía media anual	5.83	GWh-año
Factor de planta	0.68	

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	80	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv-año	
2015	50%	1040
2016	50%	1040
		2081

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	2081 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual		310 MUS\$-año

VPN	-730.3	MUS\$
TIR	8.4	%
Inversión total	4162	MUS\$
Costo kW instalado	4162	US\$/kW

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
VNA	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046
Ingresos energía	3635	0	0	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	3971	0	0	510																												
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Costos O&M	324	0	0	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
Total Costos de explotación	324	0	0	42																												
MARGEN DE EXPLOTACION	3647	0	0	468																												
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50		
Gastos Generales	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50		
Total O&M y administración	779	0	0	100																												
MARGEN OPERACIONAL	2868	0	0	368																												
Depreciación	1081	0	0	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139		
Intereses	166	0	0	155	143	131	121	111	102	94	86	80	74	68	62	56	50	44	38	32	26	20	14	8	2	-4	-10	-16	-22	-28		
UTIL ANTES IMPUESTO	1270	0	0	229	74	87	98	109	118	127	135	143	150	229																		
Impuesto a la renta	343	0	0	62	20	23	27	29	32	34	37	39	40	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62		
UTIL DESPUES IMPUESTO	927	0	0	167	54	63	72	79	86	93	99	104	109	167																		
INVERSIONES	1806	1040	1040																													
AMORTIZACION				144	155	168	179	189	199	208	216	224	231																			
FLUJO NETO	-730	-1040	-1040	163	38	35	31	29	26	24	21	19	18	306																		

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Pago anual	310	310	310	310	310	310	310	310	310	310
Amortización	144	155	168	179	189	199	208	216	224	231
Intereses	166	155	143	131	121	111	102	94	86	80
Saldo	1937	1782	1640	1508	1388	1277	1175	1081	994	915

CHIRRE

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	MW
Energía media anual	5.83	GWh-año
Factor de planta	0.68	

Alternativa 2: Precio E=80 US\$/MWh

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	80	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv	año
2015	50%	967
2016	50%	967
1934		

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	1934 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual	288	MUS\$-año

VPN	-514.0	MUS\$
TIR	7.3	%
Inversión total	3867	MUS\$
Costo kW instalado	3867	US\$/kW

1 1 1 1 1 1

	VNA	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	
Ingresos energía	3635	0	0	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	467	
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	3971	0	0	510																														
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Costos O&M	301	0	0	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	
Total Costos de explotación	301	0	0	39																														
MARGEN DE EXPLOTACION	3670	0	0	471																														
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																														
MARGEN OPERACIONAL	2891	0	0	371																														
Depreciación	1004	0	0	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	
Intereses	155	144	132	122	112	103	95	87	80	74																								
UTIL ANTES IMPUESTO	1406	0	0	242																														
Impuesto a la renta	380	0	0	85	26	30	32	35	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68	70	72	74	76	78	80	82	84		
UTIL DESPUES IMPUESTO	1026	0	0	177	72	80	88	95	101	107	113	118	123	127	132	137	142	147	152	157	162	167	172	177	182	187	192	197	202	207	212	217	222	
INVERSIONES	1678	967	967																															
AMORTIZACION				133	144	156	166	176	185	193	201	208	214																					
FLUJO NETO	-514	-967	-967	172	56	53	50	48	45	43	41	39	37	36																				

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Pago anual		288	288	288	288	288	288	288	288	288	288
Amortización		133	144	156	166	176	185	193	201	208	214
Intereses		155	144	132	122	112	103	95	87	80	74
Saldo		1500	1656	1524	1402	1290	1186	1092	1004	924	850

Alternativa 1: Precio E=90 US\$/MWh

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	
Energía media anual	5.83	GWh-año
Factor de planta	0.68	

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	90	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv-año	
2015	50%	1040
2016	50%	1040
		2081

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	2081 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual		310 MUS\$-año

VPN	-398.8	MUS\$
TIR	8.1	%
Inversión total	4162	MUS\$
Costo kW instalado	4162	US\$/kW

1 1 1 1 1 1

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
VNA	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046
Ingresos energía	4089	0	0	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	4425	0	0	568																												
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Costos O&M	324	0	0	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
Total Costos de explotación	324	0	0	42																												
MARGEN DE EXPLOTACION	4101	0	0	526																												
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																												
MARGEN OPERACIONAL	3322	0	0	426																												
Depreciación	1081	0	0	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	
Intereses	168	0	0	168	155	143	131	121	111	102	94	86	80																			
UTIL ANTES IMPUESTO	1724	0	0	288	133	145	157	167	177	186	194	201	208	288																		
Impuesto a la renta	465	0	0	78	36	39	42	45	48	50	52	54	56	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	78	
UTIL DESPUES IMPUESTO	1259	0	0	210	97	106	114	122	129	135	141	147	152	210																		
INVERSIONES	1806	1040	1040																													
AMORTIZACION				144	155	168	179	189	199	208	216	224	231																			
FLUJO NETO	-399	-1040	-1040	205	80	77	74	71	69	66	64	62	60	349																		

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Pago anual	310	310	310	310	310	310	310	310	310	310
Amortización	144	155	168	179	189	199	208	216	224	231
Intereses	168	155	143	131	121	111	102	94	86	80
Saldo	1937	1782	1640	1508	1388	1277	1175	1081	994	915

Alternativa 2: Precio E=90 US\$/MWh

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	
Energía media anual	5.83	GWh/año
Factor de planta	0.68	

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	90	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$/año
Gastos de personal	50	MUS\$/año
Gastos administrativos	50	MUS\$/año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv-año	
2015	50%	967
2016	50%	967
		1934

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	1934 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual		288 MUS\$/año

VPN	-182.3	MUS\$
TIR	9.1	%
Inversión total	3867	MUS\$
Costo kW instalado	3867	US\$/kW

1 1 1 1 1 1 1

	VNA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	
Ingresos energía	4089	0	0	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	525	
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	4425	0	0	568																														
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Costos O&M	301	0	0	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	
Total Costos de explotación	301	0	0	39																														
MARGEN DE EXPLOTACION	4124	0	0	529																														
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	380	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																														
MARGEN OPERACIONAL	3345	0	0	429																														
Depreciación	1004	0	0	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	
Intereses				155	144	132	122	112	103	95	87	80	74																					
UTIL ANTES IMPUESTO	1860	0	0	300	156	168	179	188	197	206	213	220	227	300																				
Impuesto a la renta	502	0	0	81	42	45	48	51	53	55	58	59	61	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81	
UTIL DESPUES IMPUESTO	1358	0	0	219	114	123	130	137	144	150	156	161	165	219																				
INVERSIONES	1678	967	967																															
AMORTIZACION				133	144	156	166	176	185	193	201	208	214																					
FLUJO NETO	-182	-967	-967	215	99	96	93	90	88	86	84	82	80	348																				

Pago anual			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Amortización			288	286	286	288	288	288	288	288	288	288
Intereses			133	144	156	166	176	185	193	201	208	214
Saldo			1800	1656	1524	1402	1290	1188	1092	1004	924	850

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	
Energía media anual	5.83	GWh-año
Factor de planta	0.68	

Alternativa 1: Precio E=110 US\$/MWh

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	110	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL			
año	inv-año		
2015	50%	1040	
2016	50%	1040	
			2081

FINANCIAMIENTO			
Préstamo	50%	2081	MUS\$
Años		10	
Interés	8%		
Pago anual		310	MUS\$-año

VPN	264.7	MUS\$
TIR	11.3	%
Inversión total	4162	MUS\$
Costo kW instalado	4162	US\$/kW

1 1 1 1 1 1 1

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
VNA	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046
Ingresos energía	4997	0	0	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	5334	0	0	685																												
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Costos O&M	324	0	0	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
Total Costos de explotación	324	0	0	42																												
MARGEN DE EXPLOTACION	5010	0	0	643																												
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																												
MARGEN OPERACIONAL	4231	0	0	543																												
Depreciación	1081	0	0	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	
Intereses				166	155	143	131	121	111	102	94	86	80																			
UTIL ANTES IMPUESTO	2633	0	0	404	249	262	273	284	293	302	310	318	325	404																		
Impuesto a la renta	711	0	0	109	67	71	74	77	79	82	84	86	88	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	109	
UTIL DESPUES IMPUESTO	1922	0	0	295	182	191	199	207	214	221	227	232	237	295																		
INVERSIONES	1806	1040	1040																													
AMORTIZACION				144	155	168	179	189	199	208	216	224	231																			
FLUJO NETO	265	-1040	-1040	290	166	162	159	156	154	151	148	147	145	434																		

Pago anual				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Amortización				144	155	168	179	189	199	208	216	224	231
Intereses				166	155	143	131	121	111	102	94	86	80
Saldo				1937	1782	1640	1508	1388	1277	1175	1081	994	915

Alternativa 2: Precio E=110 US\$/MWh

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	
Energía media anual	5.83	GWh/año
Factor de planta	0.68	

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	110	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv-año	
2015	50%	967
2016	50%	967
		1934

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	1934 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual		288 MUS\$-año

VPN	481.0	MUS\$
TIR	12.5	%
Inversión total	3867	MUS\$
Costo kW instalado	3867	US\$/kW

1 1 1 1 1 1

	VNA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	
Ingresos energía	4967	0	0	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	641	
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	5334	0	0	685																														
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Costos O&M	301	0	0	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	
Total Costos de explotación	301	0	0	39																														
MARGEN DE EXPLOTACION	5033	0	0	646																														
Gastos de personal	380	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	380	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																														
MARGEN OPERACIONAL	4254	0	0	546																														
Depreciación	1004	0	0	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	
Intereses				155	144	132	122	112	103	95	87																							
UTIL ANTES IMPUESTO	2769	0	0	417	273	285	295	305	314	322	330	337	343	417																				
Impuesto a la renta	748	0	0	113	74	77	80	82	85	87	89	91	93	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113	
UTIL DESPUES IMPUESTO	2021	0	0	304	199	208	215	223	229	235	241	246	251	304																				
INVERSIONES	1678	967	967																															
AMORTIZACION				133	144	156	166	176	185	193	201	208	214																					
FLUJO NETO	481	-967	-967	300	184	181	178	175	173	171	169	167	165	433																				

Pago anual			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Amortización			288	286	286	288	288	288	288	288	288	288
Intereses			133	144	156	166	176	185	193	201	208	214
Saldo			1800	1656	1524	1402	1290	1188	1092	1004	924	850

Alternativa 1: Precio E=120 US\$/MWh

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	
Energía media anual	5.83	GWh-año
Factor de planta	0.68	

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	120	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL			
año	inv-año		
2015	50%	1040	
2016	50%	1040	
			2081

FINANCIAMIENTO			
Préstamo	50%	2081	MUS\$
Años	10		
Interés	8%		
Pago anual		310	MUS\$-año

VPN	596.3	MUS\$
TIR	12.8	%
Inversión total	4162	MUS\$
Costo kW instalado	4162	US\$/kW

1 1 1 1 1 1 1

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
VNA	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046
Ingresos energía	5452	0	0	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	
Total Ingresos	5789	0	0	743																												
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Costos O&M	324	0	0	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
Total Costos de explotación	324	0	0	42																												
MARGEN DE EXPLOTACION	5464	0	0	701																												
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																												
MARGEN OPERACIONAL	4685	0	0	601																												
Depreciación	1081	0	0	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	
Intereses	166	0	0	166	155	143	131	121	111	102	94	86	80																			
UTIL ANTES IMPUESTO	3087	0	0	463	308	320	331	342	352	360	369	376	383	463																		
Impuesto a la renta	833	0	0	125	83	86	89	92	95	97	100	102	103	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	
UTIL DESPUES IMPUESTO	2254	0	0	338	225	234	242	250	257	263	269	275	280	338																		
INVERSIONES	1806	1040	1040																													
AMORTIZACION				144	155	168	179	189	199	208	216	224	231																			
FLUJO NETO	596	-1040	-1040	333	208	205	202	199	196	194	192	190	188	476																		

Pago anual				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Amortización				310	310	310	310	310	310	310	310	310	310
Intereses				144	155	168	179	189	199	208	216	224	231
Saldo				1937	1782	1640	1508	1388	1277	1175	1081	994	915

Alternativa 2: Precio E=120 US\$/MWh

Caudal de diseño	6.50	m³/s
Altura bruta	20.3	m
Altura neta	19.3	m
Potencia instalada	1.00	MW
Potencia suficiencia	0.40	MW
Energía media anual	5.83	GWh-año
Factor de planta	0.68	

Tasa de descuento	10.0%	%
Valor residual	0.0	MUS\$
Fecha actualización	2014	dic
Impuesto	27%	
Años de análisis	30	
Años de inversión	2	
Año puesta en servicio	2	
Precio de energía	120	US\$/MWh
Precio potencia	108.0	US\$/kW-año
Peaje	0	MUS\$-año
Gastos de personal	50	MUS\$-año
Gastos administrativos	50	MUS\$-año
Operación y mantenimiento	1.00%	inv

CAPITAL		
año	inv-año	
2015	50%	967
2016	50%	967
		1934

FINANCIAMIENTO		
Préstamo	50%	1934 MUS\$
Años	10	
Interés	8%	
Pago anual		268 MUS\$-año

VPN	812.6	MUS\$
TIR	14.2	%
Inversión total	3867	MUS\$
Costo kW instalado	3867	US\$/kW

1 1 1 1 1 1

	VNA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
		2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046
Ingresos energía	5452	0	0	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
Ingresos potencia	337	0	0	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43
Total Ingresos	5789	0	0	743																													
Costos de peajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Costos O&M	301	0	0	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
Total Costos de explotación	301	0	0	39																													
MARGEN DE EXPLOTACION	5487	0	0	704																													
Gastos de personal	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Gastos Generales	390	0	0	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
Total O&M y administración	779	0	0	100																													
MARGEN OPERACIONAL	4708	0	0	604																													
Depreciación	1004	0	0	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	
Intereses				155	144	132	122	112	103	95	87																						
UTIL ANTES IMPUESTO	3223	0	0	475	331	343	353	363	372	380	388	395	401	475																			
Impuesto a la renta	870	0	0	128	89	93	95	98	100	103	105	107	108	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128	
UTIL DESPUES IMPUESTO	2353	0	0	347	242	250	258	265	272	278	283	288	293	347																			
INVERSIONES	1678	967	967																														
AMORTIZACION				133	144	156	166	176	185	193	201	208	214																				
FLUJO NETO	813	-967	-967	342	227	224	221	218	216	213	211	209	208	476																			

Pago anual			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Amortización			288	286	286	286	286	286	286	286	286	286
Intereses			133	144	156	166	176	185	193	201	208	214
Saldo			1800	1656	1524	1402	1290	1188	1092	1004	924	850

