

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor Patrocinante: Juan Marcus Schwenk



**CRITERIOS DE DISEÑO PARA CAPTACIÓN
DE AGUAS POR MEDIO DE OBRA DE TOMA
TIPO COANDA LATERAL EN RÍOS DE
MONTAÑA**

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para optar al título de Ingeniero Civil

WILFREDO ALEXIS RAMOS SALINAS

CONCEPCIÓN, JUNIO 2016

NOMENCLATURA

PCH	Pequeña Central Hidroeléctrica
ERNC	Energía Renovable No Convencional
DGA	Dirección General de Aguas
MOP	Ministerio de Obras Públicas
Q70%	Caudal con 70% de Probabilidad de Excedencia
Q95%	Caudal con 95% de Probabilidad de Excedencia
Q10	Caudal con Periodo de Retorno de 10 años
Q50	Caudal con Periodo de Retorno de 50 años
Q100	Caudal con Periodo de Retorno de 100 años
D90	Diámetro tal que el 90% del peso del material es menor que él
Dm	Diámetro medio de las partículas
EIA	Evaluación de Impacto Ambiental

INDICE GENERAL

INTRODUCCION.....	10
1.1 Objetivos.....	11
1.1.1 Objetivo General.....	11
1.1.2 Objetivos Específicos.....	11
ELEMENTOS DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS	
2.1 Energía Hidroeléctrica.....	12
2.2 Centrales Hidroeléctricas.....	12
2.2.1 Centrales de agua fluuyente o pasada.....	12
2.3 Obra de Toma.....	13
2.3.1 Bocatomas en ríos de montaña.....	14
2.3.1.1 Captación tipo Tirolesa o Sumidero.....	15
2.3.1.2 Captación Lateral con Reja Coanda.....	16
2.3.1.2.1 Interferencia Descarga y Tubería de Presión.....	17
2.4 Reja Coanda.....	17
2.5.1 Efecto Coanda.....	18
2.5.2 Características Reja Coanda.....	18
2.5 Vertedero Lateral en un Canal.....	19
MECANISMOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	
3.1 Movimiento de sedimentos por el fondo.....	20
3.1.1 Transporte de fondo.....	20
REQUERIMIENTOS DE LA DGA	
4.1 Caudal Ecológico Mínimo.....	21
4.2 Solicitud de Construcción de Bocatomas.....	22

METODOLOGÍA

5.1 Modelación hidráulica en Hec-Ras.....	23
5.2 Análisis de Gasto Sólido de Fondo.....	24
5.3 Diseño Obras de Captación.....	26
5.3.1 Diseño Azud Vertedero.....	26
5.3.1.1 Verificación Subpresiones y Filtraciones.....	28
bajo Azud	
5.3.1.1.1 Filtraciones y Subpresiones.....	28
5.3.1.1.2 Socavación al Pie del Azud.....	30
5.3.1.2 Estabilidad al Deslizamiento y Volcamiento.....	31
5.3.2 Diseño Canal de Carga.....	32
5.3.3 Diseño Reja Coanda.....	32
5.3.4 Diseño Vertedero Lateral.....	33
5.3.5 Canal Colector Reja Coanda.....	34
5.3.6 Socavación Reja Coanda.....	36
5.4 Sumergencia Cámara de Carga.....	36
ANALISIS Y RESULTADOS	
6.4 Diseño Azud Derivador.....	37
6.4.1 Filtración, Subpresion y Sifonamiento.....	38
6.4.2 Socavación al pie del Azud.....	38
6.4.3 Estabilidad al Deslizamiento y Volcamiento.....	39
6.5 Diseño Canal de Carga.....	39
6.6 Diseño Vertedero Lateral y Reja Coanda.....	40
6.7 Socavación Reja Coanda.....	40
6.8 Sumergencia Cámara de Carga.....	41
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	44

BIBLIOGRAFÍA.....	45
ANEXO A TABLAS Y FIGURAS.....	62
ANEXO B DISEÑO AZUD DERIVADOR.....	58
ANEXO C DISEÑO CANAL COLECTOR.....	65
ANEXO D CAUDAL ECOLÓGICO MÍNIMO.....	67
ANEXO E MODELACION HIDRAULICA Y SEDIMENTOS.....	69

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema Central Hidroeléctrica de Pasada.....	45
Figura 2. Diseño de Obra tipo Tirolesa o Sumidero.....	45
Figura 3. Ejemplo Obra de toma lateral con Coanda.....	46
Figura 4. Detalle Alambres en Reja Coanda.....	46
Figura 5. Corte Reja Coanda con Vertedero Lateral.....	47
Figura 6. Perfil Longitudinal de un Esguerrimiento	47
Figura 7. Alineamiento Estero Quillaileo.....	48
Figura 8. Geometría Estero Quillaileo en Hec-Ras.....	48
Figura 9. Curva de Variación Estacional.....	49
Figura 10. Selección Caudal de Diseño.....	50
Figura 11. Curva de Duración General.....	50
Figura 12. Estimación Coeficiente de Descarga Cd.....	51
Figura 13. Elemento de las secciones de las crestas de Azud.....	51
Figura 14. Esquema de una Red de Flujo para una presa.....	52
Figura 15. Gráfico Perfil Creager.....	53
Figura 16. Vista Perfil Creager.....	54
Figura 17. Cálculo de Orificio y Dimensiones de Canal de Carga.....	54
Figura 18. Dimensiones Reja Coanda.....	55
Figura 19. Dimensiones Rejas Coanda.....	55

Figura 20. Transición Canal de Carga a Canal Colecror por Vertedero Lateral.....	56
Figura 21. Sumergencia Cámara de Carga.....	57
Figura 22. Valores de n y k Perfil Creager.....	58
Figura 23. Valores de Parámetros Aguas Arriba de Azud.....	61
Figura 24. Distribución de Fuerzas en Azud Derivador.....	63
Figura 25. Pendiente para Situación sin Proyecto.....	69
Figura 26. Eje Hidráulico Q70% Promedio Anual.....	70
Figura 27. Eje Hidráulico Q95% Promedio Anual.....	70
Figura 28. Eje Hidráulico Q100.....	71
Figura 29. Variación Número de Froude por Perfil Transversal	71
Figura 30. Variación de Velocidad de Esgurrimiento por Perfil Transversal.....	72
Figura 31. Pendiente Cauce con Proyecto.....	73
Figura 32. Modelo Barrera Ogee en Perfil Transversal.....	74
Figura 33. Variación N° Froude por Perfil con Proyecto.....	74
Figura 34. Vista 3D de Secciones Múltiples con Q100.....	75
Figura 35a. Eje Hidráulico para Caudal Centenario con Proyecto.....	76
Figura 36b. Zoom Eje Hidráulico Azud.....	76
Figura 37. Resultado Granulometría.....	77
Figura 38. Resultados D90 y Dm.....	78
Figura 39. Transporte de Sedimentos Aguas Arriba (Q70% y Q95%).....	79
Figura 40. Transporte de Sedimentos Aguas Arriba (Curva de Duración General)..	79
Figura 41. Transporte de Sedimentos Aguas Arriba (Caudales de Crecida).....	80
Figura 42. Pendiente Línea de Energía Estero Quillaileo.....	81

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes de Rugosidad de Cowan.....	48
Tabla 2. Caudales Adoptados para Modelación.....	49
Tabla 3. Parámetros para el cálculo de Socavación Local.....	52
Tabla 4. Iteraciones para Cálculo de Altura sobre Azud.....	52
Tabla 5. Resultados Cálculo de Subpresiones.....	53
Tabla 6. Resultados Estabilidad de Barrera.....	53
Tabla 7. Resultados Socavación Coanda.....	56
Tabla 8. Definición Geométrica Perfil Creager.....	60
Tabla 9. Parámetros Dinámicos.....	62
Tabla 10. Ecuaciones para Cálculo de Estabilidad.....	64
Tabla 11. Determinación Caudal Ecológico Mínimo.....	67
Tabla 12. Capacidad de Arrastre del Cauce por Caudal.....	81
Tabla 13. Capacidad de Transporte de Sedimentos para Q100.....	82
Tabla 14. Capacidad de Transporte de Sedimentos para Q50.....	83
Tabla 15. Capacidad de Transporte de Sedimentos para Q10.....	84
Tabla 16. Capacidad de Transporte de Sedimentos para Q70%.....	85
Tabla 17. Capacidad de Transporte de Sedimentos para Q95%.....	86
Tabla 18. Capacidad de Transporte de Sedimentos para Q40%.....	87
Tabla 19. Capacidad de Transporte de Sedimentos para Q8%.....	88
Tabla 20. Capacidad de Transporte de Sedimentos para 0%.....	89

CRITERIOS DE DISEÑO PARA CAPTACIÓN DE AGUAS POR MEDIO DE OBRA DE TOMA TIPO COANDA LATERAL EN RÍOS DE MONTAÑA

WILFREDO ALEXIS RAMOS SALINAS

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

wramos@alumnos.ubiobio.cl

JUAN MARCUS SCHWENK

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío.

jmarcus@jms.cl

RESUMEN

Las pequeñas centrales hidroeléctricas son consideradas un tipo de energía renovable no convencional, debido a que su potencia máxima instalada es menor a los 20 MW. Para su operación es esencial la implementación de obras de toma los que cumplen la función de desviar parte del agua de un cauce para producir la generación. Las obras de toma utilizadas generalmente en ríos de montaña tienden a sufrir daños a largo plazo, debido a la capacidad de arrastre de sedimentos que poseen estos ríos sobretodo en periodo de crecidas debido a su fuerte pendiente, por lo que es necesario sustituir estos mecanismos por un método de captación lateral. Para lograrlo se realizó un análisis de la capacidad de arrastre potencial que podría poseer el cauce basado en ensayos realizados con respecto al cauce y luego se establecieron los criterios de diseño para las distintas obras asociadas a una captación lateral con reja Coanda.

En esta investigación se determinó que el cauce posee una capacidad de transporte de sedimento grueso diaria muy notoria debido principalmente a las características del río. El diseño de las obras que componen una captación lateral cumple con los requerimientos necesarios referidos principalmente a la estabilidad estructural e hidráulica del azud derivador y a la sumergencia mínima que debe tener la cámara de carga, de modo que no se generen turbulencias que afecten el comportamiento hidráulico de la conducción del agua.

Palabras Clave: Pequeña Central Hidroeléctrica, Arrastre de Sedimento, Captación Lateral

9578 Palabras Texto + 0*250 Tablas/Figuras = 9578 Palabras Totales

CRITERIA OF DESIGN FOR WATER CAPTURE BY MEANS OF WORK OF CAPTURE TYPE LATERAL COANDA IN RIVERS OF MOUNTAIN

WILFREDO ALEXIS RAMOS SALINAS

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

wramos@alumnos.ubiobio.cl

JUAN MARCUS SCHWENK

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío.

jmarcus@jms.cl

ABSTRACT

Small hydroelectric plants are considered a type non-conventional renewable energy, due to its maximum power installed is less than the 20 MW. For its operation it is essential the implementation of intake works who fulfill the function to divert part of the water of a river to produce the generation. The intake works normally used in mountain rivers tend to suffer long-term damage, due to the ability of sediments especially in flood period due to its strong slope, so that it is necessary to replace these mechanisms by a method of lateral intake. To accomplish this we conducted an analysis of the capacity of drag potential which could possess the river based on tests conducted with respect to the channel and then became established the design criteria for the various associated works to a lateral intake with Coanda screens.

In this investigation it was determined that the river has a bulk daily capacity of sediment transport very visible mainly due to the characteristics of the estuary. The design of the works that make up a lateral intake meets the necessary requirements referring mainly to the structural stability and hydraulic diverter the weir and the minimum sumergencia that must have the charge chamber, so as not generate turbulence affecting the hydraulic behavior of water conveyance.

Keywords: Small Hydroelectric Power Plant, drag of sediment, Side Catchment

9578 Words Text 0*250 Tables/Figures = 9578 Words Total

INTRODUCCION

En la actualidad y dentro de las energías renovables no convencionales destaca muy fuerte en nuestro país la energía hidroeléctrica, principalmente debido a la abundancia de recurso hídrico existente, en gran parte del territorio nacional. Se consideran Energías Renovables No Convencionales aquellas centrales hidroeléctricas que no superan los 20 MW de potencia máxima.

Las centrales hidroeléctricas básicamente son una serie de obras hidráulicas que juntas forman un sistema que aprovecha las masas de agua y la diferencia de alturas para la generación de energía eléctrica a través del movimiento de turbinas debido al flujo. Dentro de la clasificación de centrales se denominan Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (PCH) aquellas de potencia instalada menor a los 9 MW.

Por otra parte, se han realizado numerosas obras de aprovechamiento de aguas superficiales específicamente en ríos de montaña dentro de las cuales destacan la obra de toma tipo tirolesa y la captación con reja Coanda convencional, ambas sistemas enfrentan directamente al flujo natural y su captación contempla canales colectores perpendiculares al cauce principal que derivan el caudal de diseño.

Actualmente estos tipos de obras de captación presenta una serie de desventajas, como el daño que genera el arrastre de sedimentos grueso del cauce, generado por su fuerte pendiente, tomando en cuenta que los sistemas de captación mencionados anteriormente toman laminas inferiores del flujo. La pérdida de estabilidad generada por la implementación de canales colectores o sumideros que implican pérdida de peso de la estructura que en consecuencia pudiese provocar el colapso de la obra, perdidas de caudal a captar generado por la colmatación de sedimentos en la reja que toma parte del caudal, lo que genera a largo plazo aumentos en los costos de mantención y operación, lo que en ciertas épocas del año es muy complejo realizar debido a la geografía del sector.

Debido a lo argumentado anteriormente, se propone este proyecto de título con la finalidad de realizar un análisis detallado de la capacidad de transporte de sedimentos del cauce a trabajar tomando como base un estudio de mecánica de suelos correspondiente al sector en

estudio y luego de esto proponer el diseño de un sistema de captación lateral con reja tipo Coanda. Todo esto con el fin de asegurar la reja Coanda desde el punto de vista de la estabilidad estructural de la obra de captación y del eventual daño que pudiese generarse en ésta debido al exceso de sedimentos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General.

- Establecer criterios de diseño para una PCH con captación lateral mediante reja tipo Coanda y estudiar la capacidad de transporte de sedimento de fondo potencial en ríos de montaña.

1.1.2 Objetivos Específicos.

- Identificar los elementos que conforman una Pequeña Central Hidroeléctrica (PCH)
- Identificar mecanismos de captación asociados a características generales de los ríos de montaña.
- Analizar la capacidad potencial de arrastre de sedimento de fondo del cauce con el fin de tener una estimación de la máxima capacidad de éste tomando como parámetros estudio de hidrología y de mecánica de suelos.
- Diseñar obras que componen una captación lateral con Reja tipo Coanda de una PCH bajo las exigencias impuestas por la Dirección General de Aguas (DGA).
- Verificar estabilidad hidráulica y estructural de azud derivador a través del cálculo del factor de seguridad al deslizamiento y volcamiento en el rango estático y dinámico, así como también socavaciones, filtraciones y subpresiones en cumplimiento con los requisitos para la construcción de bocatomas de la DGA.

ELEMENTOS GENERALES DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS

La producción energética a nivel mundial está basada en gran parte en la generación de energía a partir de combustible fósiles como el petróleo, carbón mineral y el gas. La generación de energía a partir de estas materias está siendo replanteada, ya que los recursos son limitados y se encuentran en ciertos puntos del planeta.

En este capítulo se hará una breve descripción de las pequeñas centrales hidroeléctricas a través del aprovechamiento por derivación de agua sin embalse, además de la situación mundial de la energía hidroeléctrica en la actualidad.

2.1 Energía Hidroeléctrica

Las centrales hidroeléctricas aprovechan el movimiento de las masas de agua y la diferencia de alturas entre dos puntos para la generación de energía eléctrica. En un comienzo, gracias a la diferencia de altura que entrega presión hidráulica, el agua captada genera el movimiento de las aspas de la turbina hidráulica que a su vez crea energía mecánica, que con la activación de un generador se transforma a energía eléctrica, luego a transformadores para finalmente iniciar su distribución a los centros de consumo.

Se consideran como PCH aquellas instalaciones que presentan una potencia máxima instalada menos o igual a 9 MW, la cual se puede catalogar como ERNC debido a que su potencia máxima es inferior a 20 MW (Ley 20.257).

2.2 Centrales Hidroeléctricas

Según el régimen de flujo las Centrales pueden clasificarse en: Centrales de agua fluyente o pasada y centrales de embalse o reserva. Este capítulo se centrará esencialmente en centrales de agua fluyente o pasada.

2.2.1 Central de agua fluyente o pasada

Es aquel aprovechamiento en que se desvía parte del agua del río mediante una obra de toma, y a través de obras hidráulicas específicas se lleva hasta la central o casa de máquinas en donde será turbinada. Una vez que se obtiene la energía luego de todos los procesos

anteriores, el agua que había sido captada en las obras de toma es devuelta nuevamente al cauce del río.

Este proceso comienza con una bocatoma, aquí es donde se desvía el agua por un canal de captación que lleva el caudal captado hacia las obras de desarenación y luego hasta una cámara de carga, desde allí se envía hacia las turbinas que se encuentran en la casa de máquinas por medio de una tubería a presión. Finalmente el caudal captado es restituido a su cauce por medio de un canal de descarga o devolución.

Una central de pasada la constituyen los siguientes componentes, los cuales se mostrarán en conjunto en la **Figura 1 Anexo A**:

- **Sistemas de Captación:** Se compone de una bocatoma que se encarga de captar el su cauce, esta puede incluir un azud derivador, un canal con un sistema de rejillas, un desripador y un sistema de desarenación. Estas dos últimas encargadas de la eliminación parcial a total de partículas (sedimentos gruesos de fondo y en suspensión, ramas, otros elementos extraños etc.).
- **Canal de aducción:** Lleva el agua desde el sistema de captación hasta la cámara de carga.
- **Cámara de carga:** está ubicada al final del canal de aducción. Su objetivo es alimentar la tubería a presión y encargarse de que no ingrese aire a la tubería.
- **Casa de máquinas:** Aquí se encuentran tanto los mecanismos que generan la energía eléctrica como los elementos de medición, control y las instalaciones para la distribución de energía.
- **Canal de Descarga:** Es la obra encargada de la devolución del agua ya turbinada a su cauce original.

2.3 Obra de Toma

Una bocatoma es la obra destinada a captar cierto caudal líquido de un río, lago o embalse. La bocatoma puede ser superficial o profunda. Cuando se capta desde un río o cauce natural, la bocatoma es superficial, en cambio, cuando se capta en un embalse la bocatoma es profunda. En una bocatoma superficial, la obra de conducción es generalmente un canal abierto y, por el contrario, en una bocatoma profunda es un túnel a presión.

Un factor importante en el diseño de una bocatoma es el periodo de utilización de la obra de captación. Una bocatoma con una captación que debe operar todo el año en forma continua, requerirá de los elementos de control en la barrera para operar de forma permanente durante las crecidas. La obra debe captar el caudal de diseño para toda la variedad de caudales del río. Este es el caso general de una bocatoma para agua potable o para una central hidroeléctrica.

Es importante fijar las características del río donde se implantará la obra. Una bocatoma en un río de cordillera, es diferente a una obra en un río de llanura (Horacio Mery M.).

2.3.1 Bocatoma en ríos de montaña

Las bocatomas de montaña permiten interceptar y captar el agua de los torrentes cordilleranos. Generalmente están ubicadas en lugares que durante ciertas épocas del año son inaccesibles.

Las principales características que marcan el diseño de estas bocatomas son:

- Es complicado efectuar una mantención continuada durante el año.
- Deben captar escurrimientos rápidos o torrenciales.
- Los torrentes cordilleranos presentan grandes acarreo de sólidos durante las crecidas.
- Las obras están expuestas a aluviones y derrumbes de los cerros cercanos.
- Hay una marcada diferencia entre los caudales máximos y mínimos durante el año.

Existe una gran variedad en los diseños de estas obras, pero nos referiremos específicamente a las captaciones tipo tirolesa o sumidero, las cuales se han realizado para este tipo de escurrimientos.

2.3.1.1 Captación tipo tirolesa o sumidero

El principio de esta obra de toma radica en lograr la captación en la zona inferior de escurrimiento. Las condiciones naturales de flujo serán modificadas por medio de una cámara transversal de captación.

Esta obra puede ser emplazada al mismo nivel de la solera a través de un travesaño de fondo.

Sobre la cámara de captación se emplazará una rejilla y ésta habilitará el ingreso de los caudales de captación y limitará el ingreso de sedimento. La obra de toma tipo sumidero o tirolesa se denomina también azud de solera y puede ser empleada en cursos de agua con fuerte pendiente y sedimento compuesto por material grueso. El diseño de este tipo de obra se muestra en la **Figura 2 Anexo A**.

Una de las más importantes desventajas que presenta este tipo de obra de captación, a pesar de que sea utilizada en este tipo de cauces, es la probable obstrucción y/o daño de la reja gruesa debido al excesivo arrastre de sedimento grueso, sobre todo en periodos de crecidas.

Una captación tipo tirolesa o sumidero se compone de las siguientes partes:

- Una estructura receptora del caudal líquido que consiste en una fosa excavada en el lecho del torrente que se capta. Esta fosa se dispone normalmente atravesada al escurrimiento y está cubierta por una reja gruesa y robusta, con sus barras en el sentido del escurrimiento.
- Desde la fosa de captación, el escurrimiento pasa a un canal desrpiador o desarenador de arena gruesa y al final de esta, una compuerta de purga de abertura rápida y automática y que deben ser extraídos cuando tienen un espesor importante. En periodos inaccesibles la operación de esta compuerta debe ser automática, generalmente son utilizados sensores que actúan por el peso del sedimento, o por la obstrucción de un conducto de descarga ubicado a cierta altura del fondo y controlan la abertura y cierre por acción de un contrapeso.

2.3.1.2 Captación lateral con Reja Coanda

La captación lateral es un mecanismo utilizado generalmente en ríos de montaña, con capacidad de arrastre de sedimento grueso elevada debido a la fuerte pendiente, el principio de este sistema radica en que la captación se realiza paralela al flujo principal.

Este sistema de captación necesita de una estructura que obstaculice el cauce de manera de provocar una elevación del nivel de agua y así lograr derivar parte del caudal del río.

Una un sistema de captación lateral con reja tipo Coanda se compone por las siguientes partes:

- Un azud derivador que eleve el pelo de agua para desviar parte del caudal hacia las obras próximas y además permita controlar el caudal de crecidas del río.
- Un canal de carga con la reja Coanda. Este canal usualmente presenta una pendiente pronunciada para proporcionarle capacidad de lavado de sedimentos, con el fin de que este material no quede retenido en el fondo del canal durante su curso.
- Para el tratamiento de los sedimentos que se acumulen en el canal de carga se implementa una compuerta de descarga, con el fin de utilizar la velocidad del flujo dentro del canal para la remoción de las partículas a través de un canal que descargará este material al cauce principal.
- Se dispone un vertedero lateral adosado al canal de carga, el vertedero verterá todo el caudal excedente que ingrese al canal. La reja Coanda esta complementada con el vertedero, de manera que cuando pase todo el caudal por el aliviadero, parte del caudal será captado por le Coanda para su conducción y posterior generación.
- El caudal de excedencia lo utilizará la reja Coanda para su autolimpieza y posteriormente es devuelta al cauce principal.

De los principales motivos del diseño de una captación lateral destaca la protección de la reja desde el punto de vista de estabilidad estructural, ya que al ser implementada de manera convencional, directamente al cauce, al requerir de un colector dentro de un vertedero de cresta Ogee, esta obra pierde peso propio y es mucho más inestable, lo segundo corresponde al daño que pudiese generarse en la reja con la misma implementación debido

al seguro contacto permanente de la reja con sedimento grueso, en mayor medida durante una posible crecida.

En la **Figura 3 Anexo A**, se muestra la disposición de las obras de una obra de toma lateral con sus respectivas partes.

2.3.1.2.1 Interferencia Canal de descarga y tubería de presión

Para que el sistema de captación lateral con reja Coanda funcione de manera óptima, es necesario tomar consideración a un obstáculo que se genera. Al ser esta captación lateral, el canal de toma, que capta el agua de la reja Coanda y lo lleva a la cámara de carga, se encuentra paralela a desagüe de fondo o canal de descarga que limpia el canal de carga de los sedimentos que ingresan. En consecuencia un mal diseño de estas obras podría traer como consecuencia la interferencia o cruce del canal de descarga con la tubería de presión, en algún punto.

Para evitar estos inconvenientes se debe diseñar adecuadamente la transición desde el canal colector hasta la cámara de carga, la idea es lograr que la cámara de carga en conjunto con la tubería de presión este a una cota inferior a la del canal de descarga de fondo teniendo en consideración una cota base que corresponde a la cresta del azud derivador y también la sumergencia mínima de la cámara de carga.

2.4 Reja Coanda

Este tipo de rejillas han sido utilizadas para separar líquidos de sólidos de una forma muy efectiva. Su diseño es realizado con modelaciones matemáticas y computacionales exclusivas de sus diseñadores.

La rejilla se instala en la cara aguas abajo de un vertedero de cresta Ogee en caso de una toma convencional (perpendicular al flujo principal) o vertedero lateral para el caso de una toma lateral, el fluido pasa por encima de la cresta del vertedero, y hacia abajo a través de una placa de aceleración en forma de arco para proporcionar una aceleración suave del flujo, luego el fluido pasa a través de una rejilla constituida por alambres tipo cuña

orientados horizontalmente y perpendiculares a la dirección del flujo que se muestran en la **Figura 4 Anexo A**.

2.5.1 Efecto Coanda

“Una corriente de fluido en movimiento en contacto con una superficie curva tenderá a seguir la curvatura de la superficie en lugar de seguir viajando en línea recta” Henri Coanda (1910).

El efecto Coanda mantiene el flujo único a la parte superior de cada alambre, impidiendo que el flujo pase de un alambre a otro, lo que mejora la eficiencia de la pantalla para captar agua. Básicamente el fluido que se desliza por una superficie curva tiende a adherirse mientras que un sólido en la misma superficie tiende a ser expulsado.

2.5.2 Características

Una de las características importantes es la separación entre alambres, siendo sus aberturas más comunes 1 mm y 0.5 mm lo que en la práctica reduce drásticamente las partículas en suspensión mayores a 0.5 mm.

Las ventajas de incorporar este tipo de rejillas a un proyecto son:

- Son autolimpiantes, por ende se obtienen bajos costos de mantención y no posee partes móviles que reparar.
- El caudal que se puede llegar a captar depende directamente del largo de la rejilla.
- Reducción de costos de construcción de obras de toma por disminución drástica de desarenadores o decantadores.
- Excluye prácticamente toda la vida acuática que puede continuar su curso normal sin ser afectada.
- Reduce drásticamente las partículas en suspensión mayores a 0.5 mm y en consecuencia reduciendo el desgaste de los álabes de turbinas.

A continuación, en la **Figura 4 Anexo A**, se muestra un corte en la que se muestra una reja coanda complementada con un vertedero lateral, el flujo del agua a través del canal decantador es hacia adentro.

La reja estática autolimpiante es una estructura prefabricada, sus principales desarrolladores se encuentran en América del Norte y Europa con sus respectivos proveedores en Chile.

Las características de la reja tipo Coanda en cuanto a su diseño radica en dos principales factores:

- El caudal de diseño, ya que las dimensiones de la reja Coanda dependen del caudal que se desea captar
- El rango de partículas de sedimento que se requiera eliminar influirá al ancho de ranura o la separación entre los alambres a lo largo de la reja, teniendo como abertura mínima 0,5 mm con lo cual se aseguraría la eliminación de aproximadamente el 90% de partículas mayores a 0,5 mm.

2.5 Vertedero Lateral en un canal

El vertedero lateral generalmente es utilizado como obra de excedencia o seguridad en canales abiertos. Este tipo de obras son muy poco eficientes, requieren de longitudes importantes y deben incluir un canal colector aguas abajo del vertedero que reciba las aguas vertidas.

Tienen la ventaja de ser obras muy simples, bajo costo, y no necesitan ser supervisadas durante la operación.

Se producen fenómenos en el vertimiento de una lámina líquida sobre un vertedero lateral, que deben tomarse en consideración:

- Un despegue de la lámina líquida en la pared lateral al inicio del vertedero. Este efecto puede disminuirse redondeando el muro que forma la pared lateral de aguas arriba.
- Un choque de la masa de agua que vierte sobre la pared lateral al término del vertedero.

MECANISMOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

3.1 Movimiento de los sedimentos por el fondo

Una partícula de sedimento en el fondo de un río, formando parte del material fluvial del lecho, al existir un escurrimiento, queda sometida a varias fuerzas que tratan de ponerla en movimiento: peso específico, flotación, arrastre y levante son ejemplos de estas fuerzas.

Un parámetro característico del flujo para el inicio del movimiento de fondo es la tensión tangencial entre el escurrimiento y el lecho “ T_0 ” (Shelds, 1936). La tensión crítica para el inicio del movimiento de los sedimentos por el fondo, dependerá de las características del escurrimiento y de las partículas en el lecho.

3.1.1 Transporte de fondo

Cuando el esfuerzo cortante entre el escurrimiento y el lecho sobrepasa los valores críticos, los sedimentos son transportados por el fondo en primera instancia y luego en la forma de movimiento en suspensión. Como ejemplo se muestra en la **Figura 5 Anexo A** un perfil longitudinal de una corriente sobre un lecho móvil.

El arrastre de fondo puede generarse por deslizamiento, rodamiento o saltación de partículas y la predicción de la tasa de arrastre de fondo o gasto sólido en oposición al gasto líquido se han logrado realizar partir de la Du Boys en 1879 quien fue el primero en desarrollar este tema y que a partir de éste en la actualidad existen una variedad de criterios para predecir, analizar y comprender el arrastre de sedimentos en cualquier cauce y con tamaños de sedimentos variados.

Dentro de los criterios más utilizados en la actualidad se encuentra la correlación de MPM (1951) debido a que tomando en cuenta que su rango de validez en relación con el diámetro de sedimento está dentro de las arenas gruesas, los resultados de su aplicación a mayores diámetros de sedimentos han sido muy satisfactorios.

REQUERIMIENTOS DE LA DGA

4.1 Caudal Ecológico Mínimo

En la actualidad, y para cualquier tipo de proyecto hidroeléctrico que genere impactos sobre el ecosistema natural, es de vital importancia dar el paso a un caudal mínimo denominado caudal ecológico.

La determinación del caudal ecológico tiene directa relación con el estudio hidrológico representativo del cauce a trabajar y corresponde al caudal mínimo necesario para la preservación de la vida acuática, fauna íctica y vegetal del lecho del río entre la captación y la restitución.

La disposición de éste caudal en una obra de toma con captación lateral presenta varias alternativas.

Una de ellas es la utilización de la compuerta desripadora con un orificio que deje pasar hacia aguas abajo el caudal ecológico determinado, el diseño de una escalera de peces al costado del azud derivador que asegura la transición tanto a aguas abajo como aguas arriba, utilizar la reja Coanda como paso para peces hacia aguas abajo o la construcción de un canal “artificial” natural ubicado en la rivera del río.

Cada una de estas alternativas tienen sus ventajas y también presentan una serie de limitaciones, las cuales se deberán analizar con el fin de identificar la mejor opción.

4.2 Solicitud de Construcción de Bocatomas

Dentro de esta guía de solicitud se debe dar énfasis en el punto 4 que corresponde a **Antecedentes técnicos del proyecto de bocatomas** el cual exige una memoria técnica que contenga como mínimo los siguientes cálculos hidráulicos:

- Muestreo de sedimentos en el lecho del río
- Arrastre de sedimentos
- Cálculo de estabilidad hidráulica y estructural.

METODOLOGÍA

En este capítulo se mostrarán los distintos criterios que influirán en el diseño óptimo de un sistema de captación lateral con reja Coanda desde el azud derivador hasta el canal colector de la reja Coanda y posterior verificación de que no se genere interferencia entre el canal de descarga de fondo y la tubería de presión de la cámara de carga. Partiendo con una modelación hidráulica, elección de caudal de diseño y posterior cálculo de capacidad de arrastre potencial de sedimento que pudiese tener el cauce a estudiar.

5.1 Modelación Hidráulica en HEC-RAS

Para realizar una modelación hidráulica se necesita una topografía del cauce, por lo menos en 100 m arriba de la toma y 100 m por debajo de la obra de toma, luego se necesita crear una serie de perfiles idealmente de una distancia de 20 metros a través de un alineamiento en AutoCad Civil 3D.

En la **Figura 6 Anexo A** se muestra el alineamiento para la creación de perfiles en Civil 3D.

Una vez que se realiza el alineamiento y se hayan creado los perfiles transversales se exportan HEC-RAS con el fin de analizar la geometría de los perfiles o las características de las secciones transversales y luego incorporar los datos de caudales que se obtienen de un estudio hidrológico.

Al analizar una topografía se debe tomar en cuenta la disponibilidad de curvas de nivel que la componen. En la topografía disponible existe un área de trabajo que se extiende a lo largo de 360 metros aproximadamente. En la **Figura 7 Anexo A** se muestra la geometría de la cuenca con su respectiva dirección de flujo y perfiles transversales cada 20 metros.

Antes de incorporar la serie de caudales, debemos añadir a las secciones transversales un coeficiente de rugosidad de Manning. Al no tener información respecto a las características específicas del cauce se utiliza el método propuesto por W.L Cowan (1956) para determinar el coeficiente de rugosidad para cauces sin información.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad (1)$$

En la **Tabla 1 Anexo A** se muestra la relación entre los coeficientes señalados en la ecuación y las características del lecho. Tomando en cuenta que no hay información de terreno y asumiendo valores tentativos de algunos de los parámetros se adopta un coeficiente de rugosidad de $n = 0,063$.

Para la incorporación de los caudales a HEC-RAS se utiliza la curva de variación estacional obtenido en el estudio hidrológico que muestra los caudales para distintas probabilidades de excedencia.

Con el fin de realizar un análisis detallado se utilizan los caudales con probabilidad de excedencia de 70 y 95% y los caudales con periodo de retorno de 10, 50 y 100 años obtenidos en el análisis de caudales máximos del mismo estudio, con el fin de analizar un rango amplio de caudales principalmente para el estudio de la capacidad potencial de arrastre de sedimentos del cauce.

En la **Figura 8 Anexo A** se muestra la curva de variación estacional obtenida como resultado del estudio hidrológico a la cuenca del cauce.

En la **Tabla 2 Anexo A** se muestran los valores adoptados de los caudales con probabilidad de excedencia de 70 y 95% (Q70% y Q95%) y los caudales con periodo de retorno de 10, 50 y 100 (Q10, Q50 y Q100) años obtenidos del análisis de caudales máximos.

Antes de comenzar la modelación se incorporan las condiciones de borde como la pendiente aguas arriba y aguas abajo para la situación con proyecto y sin proyecto y finalmente se realiza la modelación **Steady Flow Simulation**.

5.2 Análisis de Gasto sólido de fondo

Para la estimación de la tasa de arrastre de sedimento de fondo se utiliza en primera instancia una granulometría, la cual se determina según los resultados que se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos.

Luego de tener a disposición la granulometría se debe realizar la curva granulométrica a partir del porcentaje de fino y la medida de los tamices con el fin de determinar diámetros específicos de la muestra de sedimentos. El método a utilizar para la tasa de arrastre será la función de transporte de MPM (Meyer, Petter y Muller) ya que es una de las correlaciones más utilizadas en este tipo de proyectos debido a su efectividad para sedimentos más gruesos. Para el caso de esta función, es necesario contar con el D90 y el D50 o diámetro medio de las partículas.

Meyer – Petter & Muller (1951):

$$q_{b,c} = 8 * (g * \Delta * D^2)^{0,5} * [\mu * \tau_* - 0,047]^{1,5} \quad (2)$$

Donde:

$Q_{b,c}$: Arrastre unitario de sólidos en la capa de fondo (m³/s/m).

Δ : Densidad relativa de los sólidos.

D : Tamaño representativo de las partículas. En el caso de la ecuación de Meyer-Petter & Muller se usa el diámetro medio de las partículas D_m .

τ_* : Parámetro de Shields $\tau_* = \frac{R*S}{\Delta*D}$, siendo R el radio hidráulico, S la pendiente de la línea de energía.

μ : Coeficiente de Rizado $\mu = \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2}$, con $n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$ y $n = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{v}$, siendo v la velocidad media del escurrimiento.

Finalmente, teniendo todos los parámetros iniciales y utilizando la función para cada perfil se obtiene la tasa de arrastre de fondo potencial para el promedio anual de los caudales con probabilidad de excedencia de 70% y 95%, para los caudales con periodo de retorno de 10, 50 y 100 y para 3 caudales de la curva de duración general 1, 2 y 3.5 m³/s.

El objetivo de realizar un análisis de arrastre o transporte de sedimentos del cauce, es lograr tener un claro conocimiento respecto a la máxima capacidad que tiene el río o estero para el transporte de estos, ya que los cálculos dependen de la pendiente de línea de energía, junto con al diámetro de sedimentos obtenido de un punto cercano con respecto al lecho, no del

lecho mismo, y no toma en cuenta procesos de degradación que pudo haber sufrido el cauce a lo largo de los años lo que conlleva a una escases de sedimentos.

5.3 Diseño de Obras de Captación

Primero que todo hay que tener muy presente que para cualquier proyecto hidroeléctrico, se requiere con una serie de requerimientos que impone la DGA. Uno de estos y el más importante es tener un derecho de aprovechamiento de aguas del sector a construir.

A fin de establecer el Caudal de Diseño, se puede utilizar el método que fue propuesto por Bryan Leyland (Small Hydroelectric Engineering Practice), quien tiene una larga experiencia en proyectos hidroeléctricos. En la **Figura 9 Anexo A** se muestra el método utilizado por Bryan Leyland en el cual considera el caudal con 40% de excedencia un equilibrio entre el rango normal de caudales desviados para la generación y los de caudales de compensación.

Analizando la curva de duración general, obtenida del estudio hidrológico del Estero Quillaileo, ver **Figura 10 Anexo A**, se adopta un caudal de diseño $Q_d=1m^3/s$ el cual cumple con el método expuesto por Bryan Leyland.

5.3.1 Diseño del Azud Derivador

La determinación de los puntos de coronación y altura de aguas sobre azud constan de un proceso iterativo y su aproximación conocida se debe al US. Corps of Engineer (USACE, 1970). Para comenzar se necesita el caudal centenario de diseño, el parámetro vertical de la pared aguas arriba del azud, el ancho del mismo y se utiliza un coeficiente de descarga C_d de 2.18.

El caudal centenario se obtiene del estudio hidrológico de la cuenca, en el análisis de crecidas, el ancho y parámetro vertical se estima en la modelación hidráulica en HEC-RAS con proyecto, incorporada una barrera de cresta Ogee en uno de los perfiles realizados a la topografía del cauce.

Ecuación General de Descarga:

$$Q = C_d * L * H_e^{3/2} \quad (3)$$

Despejando se obtiene la carga de agua sobre la cresta H_e para comenzar las iteraciones. Posterior a esto se calcula la velocidad sobre la cresta del azud:

$$V_a = \frac{Q/L}{h_o + P} \quad (4)$$

Donde P es el parámetro del talud aguas arriba de la barrera que en este caso corresponde a 3 metros y $h_o = H_e$.

Luego de obtener la velocidad se realizará el cálculo de la carga de velocidad aproximada del flujo h_a .

$$h_a = \frac{V_a^2}{2 * g} \quad (5)$$

Se realiza la suma entre la carga de agua sobre la cresta y la carga de velocidad para obtener la altura de aguas sobre el azud H_o y se le divide al parámetro vertical P .

Una vez obtenida la constante P/H_o se utiliza un gráfico para la determinación de un nuevo coeficiente de descarga C_o que posteriormente se le aplica un factor de minoración que por teoría corresponde a 0.5593. A continuación, en la **Figura 11 Anexo A** se muestra el gráfico:

Este procedimiento iterativo se realiza las veces necesarias hasta lograr llegar nuevamente al caudal centenario de diseño, determinando esto, se obtiene finalmente la altura de agua sobre el azud que corresponderá a H_o .

El siguiente paso es encontrar los puntos de coronamiento del azud, para esto se calcula la constante (h_a/H_o) que nuevamente se lleva a una serie de gráficos, para estimar el valor de

n y k de la curva representante del perfil propuesto por la USACE que se presenta en la ecuación y las curvas generales con las que se completa el perfil Y_c/H_o , X_c/H_o , $R1/H_o$ y $R2/H_o$.

$$\frac{y}{H_o} = -k * \left(\frac{x}{H_o}\right)^n \quad (6)$$

La utilidad de esta curva es que permite encontrar una gran cantidad de puntos para el diseño del azud en la gran parte de su geometría tomando en cuenta que “x” e “y” son las coordenadas de la cresta con origen en el punto más alto Hd.

La disposición final de todos los puntos que requerimos encontrar se encuentran en la **Figura 12 Anexo A**:

5.3.1.1 Verificación de subpresiones, filtraciones bajo Azud y Socavaciones al pie de la obra.

5.3.1.1.1 Filtraciones, subpresiones y sifonamiento

Se realiza el cálculo de filtraciones, subpresiones y verificación de sifonamiento en la base del azud a través del método de las redes de flujo.

En la **Figura 13 Anexo A** se muestra un esquema de una red de flujo para una presa de hormigón tipo, para este método se utiliza como supuesto un estrato impermeable a cierto nivel, medido desde la base del azud, se considera el material del lecho un material isotrópico y se estima el coeficiente de permeabilidad de acuerdo al tipo de suelo o su composición.

La filtración bajo la presa se obtiene siguiendo la siguiente ecuación:

$$\frac{Q}{L} = k * \Delta H * \frac{n_f}{n_d} \quad (7)$$

Donde k representa el coeficiente de permeabilidad medida en (m/s), ΔH corresponde a la pérdida entre la entrada y la salida de la barrera medida en (m), N_f las líneas de flujo y N_d las líneas equipotenciales.

Se implementan a mano alzada líneas de flujo y líneas equipotenciales a lo largo de la base del azud y se analizan puntos específicos a lo largo de la base de la barrera.

Cabe destacar, que este método requiere que la red de flujo sea ortogonal, es decir, que las líneas de flujo y las equipotenciales sean perpendiculares.

Para el cálculo de las subpresiones se parte identificando las pérdidas que se producirán por cada equipotencial:

$$Perdida = \frac{\Delta H}{n_d} \quad (8)$$

Con este valor se comienza con el cálculo de la Altura de carga total que corresponderá a:

$$H_T = \Delta H_T - x * \frac{\Delta H}{n_d} \quad (9)$$

Donde ΔH_T corresponde a la diferencia total medida desde el estrato impermeable hasta el pelo de agua y X corresponde a la equipotencial en la que se encuentra el punto a analizar.

Luego, se obtiene la altura geométrica H_g con la cual se calcula la altura de presión H_p :

$$H_p = (\Delta H_T - X * \frac{\Delta H}{n_d}) - H_g \quad (10)$$

Con el valor de la altura de presión se determina la supresión P_{sub} :

$$P_{sub} = \left(\frac{U_{wA} + U_{wB}}{2} * \frac{L}{2} \right) + \left(\frac{U_{wB} + U_{wC}}{2} * \frac{L}{2} \right) + \left(\frac{U_{wC} + U_{wD}}{2} * \frac{L}{2} \right) + \dots \quad (11)$$

Finalmente se verifica si se produce sifonamiento en el pie aguas abajo del azud. Para esto se usa la densidad saturada de la grava limosa para obtener el gradiente crítico:

$$i_{cr} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}, \text{ donde } (\gamma_{sat} - \gamma_w) = \gamma_{boyante} \quad (12)$$

Por último, se calcula el gradiente máximo para el análisis:

$$i_{max} = \frac{\Delta H}{n_d * d_{min}} \quad (13)$$

Donde d_{min} es la mínima distancia antes de llegar al pie del azud. En caso de que el gradiente máximo sea mayor al crítico se producirá sifonamiento al pie de la obra, en caso contrario no habrá problemas en la base de la estructura.

5.3.1.1.2 Socavación al pie del Azud

Para la estimación de la socavación al pie del azud se tomará un como base de cálculo la fórmula de Bormann y Julien para la socavación al pie de radieres producida por ríos recomendada por el Manual de Carreteras Vol N° 3. La fórmula general es la siguiente:

$$\frac{S}{c} = 3,19 * \left(\frac{q^{0,6} * U_1}{D_{90}^{0,4}} \right) * \sin(\theta) * \left[\frac{\sin(\emptyset)}{\sin(\emptyset + \theta)} \right]^{0,8} \quad (14)$$

Donde S representa la estimación de socavación máxima al pie de la barrera medida en (m), U_1 corresponde a la velocidad del flujo al término del radier (m/s), D_{90} el diámetro característico del lecho en (mm), c el desnivel entre la estructura y el lecho (m), θ el ángulo de inclinación de la napa vertiente al borde de la caída en (°) y \emptyset el ángulo de reposo de las partículas en (°).

5.3.1.2 Estabilidad al Deslizamiento y Volcamiento

Una vez finalizada la verificación hidráulica del azud derivador se procede a la determinación de la estabilidad transversal de la barrera, para determinar los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento. Para este análisis se toma en consideración el caso estático y dinámico.

Lo primero es determinar todas las fuerzas que actúan sobre el azud derivador, tanto para el caso estático como para el dinámico. Para el caso dinámico es necesario conocer algunos parámetros referentes a las cualidades del suelo como zona sísmica del sector de la bocatoma, tipo de suelo y grado de importancia de la estructura según norma de diseño sísmico de estructuras Nch 433.

- Factor de seguridad al deslizamiento: En este punto las fuerzas estabilizantes deben ser mayores a las fuerzas deslizantes.

$$F.S_{deslizamiento} = \frac{\sum F_{estabilizantes}}{\sum F_{deslizantes}} \quad (15)$$

- Factor de seguridad al volcamiento: Para el cálculo del volcamiento es necesario determinar el brazo o la distancia de la aplicación de las distintas fuerzas a un punto específico del azud que generalmente corresponde al pie de éste.

$$F.S_{volcamiento} = \frac{\sum M_{estabilizante}}{\sum M_{volcante}} \quad (16)$$

El factor de seguridad al deslizamiento y volcamiento para el caso estático y dinámico debe ser igual o mayor a 1,5 y 1,2 respectivamente.

5.3.2 Diseño Canal de Carga

Para el diseño del canal de carga es necesario asegurar que pase el caudal adecuado, para esto se utiliza la teoría del diseño de ventanas de captación por medio de orificios del Manual de Diseño de Obras Hidráulicas.

Los criterios básicos para el diseño adecuado implican:

- La cresta de captación debe estar a una altura mínima de 1,25 a 1,50 metros para evitar el ingreso excesivo de piedras de arrastre del fondo.
- La cota de cresta de captación se debe colocar a una distancia mínima de 0,30 metros debajo de la cresta de la cota del azud derivador.

Para el dimensionamiento del orificio y para su funcionamiento óptimo se considera ahogado y se utiliza la ecuación:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * h} \quad (17)$$

Donde Q representa el caudal descargado por el orificio, que en este caso corresponde a 1.5 m³/s, Cd corresponde al coeficiente de gasto que corresponde a 0,6 considerado para un orificio ahogado, A es el área del orificio en (m²) y h corresponde a la carga sobre el orificio, medida desde el pelo de agua hasta el centroide de éste en (m).

Una vez determinado las dimensiones del orificio se determinan la altura que tendrá el canal de carga para llegar como mínimo al nivel de crecida centenaria o altura de barraje.

5.3.3 Diseño Reja Coanda

Como se mencionó anteriormente, la metodología para el diseño de una reja Coanda implica una serie de modelaciones y son de marca registrada de sus desarrolladores. Por este motivo se debe determinar las características que debe tener la reja. Se desea captar por medio de esta reja 1 m³/s y que en lo posible logre eliminar partículas mayores a 0.5 mm.

Estos 2 parámetros influyen directamente en las dimensiones que tendrá y que serán primordiales para el diseño del vertedero lateral junto con el canal colector que guiará el flujo captado por la reja.

5.3.4 Diseño Vertedero Lateral

Generalmente el cálculo de un vertedero lateral radica en la determinación de la longitud de éste, para una captación lateral el vertedero lateral en el canal de carga es un complemento para lograr la captación por la reja Coanda y la longitud del vertedero está limitado por las dimensiones de la reja.

Por este motivo lo que se realiza es el cálculo para determinar la altura y el umbral del vertedero. Las dimensiones y umbral a adoptar deben tener directa relación con la cota base que corresponde al punto más alto del azud derivador y deben ser coherentes para que el diseño sea correcto.

La ecuación básica del cálculo de un vertedero lateral está dado por la fórmula:

$$Q_v = C_Q * L_v * \sqrt{2 * g * h_v}^{3/2} \quad (18)$$

Donde Q_v corresponde al caudal de vertimiento en (m^3/s), C_Q el coeficiente de gasto, L_v la longitud del vertedero en (m) y h_v la carga o umbral en el vertedero medido en (m).

Usualmente, cuando el caudal descargado por el vertedero es una parte del total, la carga sobre el vertedero h_v es variable a lo largo de la longitud del vertedero y se requiere un balance de energía para determinarlos, en el caso de una captación lateral se verterá todo el caudal que ingrese al canal de carga, por lo que se debe asumir una carga sobre el vertedero constante que depende de la altura del vertedero y de la altura del pelo de agua del canal.

En consecuencia y para éste caso, el coeficiente de descarga se obtiene a través de la fórmula determinada en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Católica (Balmaceda y González, 1930):

$$C_Q = 0,324 + \frac{0,000387}{h_v^2 * \sqrt{L_V}} \quad (19)$$

5.3.5 Canal Colector Reja Coanda

El canal colector es la obra hidráulica que guía el caudal de diseño hacia la cámara de carga para luego conducir el agua hacia la turbina. Para una captación lateral, el vertedero lateral cumple la función de ser parte del canal de la reja Coanda ya que el parámetro aguas arriba de la reja se acopla al vertedero.

Para determinar la altura del canal se deben analizar las dimensiones transversales de la reja mostradas en Anexo A y será diseñado a partir del punto más bajo de la reja Coanda por medio de la teoría de diseño de canales abiertos, a través de la fórmula de Chezy-Manning:

$$Q = \frac{A(h)^{5/3} * J^{1/2}}{P(h)^{2/3} * n} \quad (20)$$

Con la base del canal (dimensión reja Coanda) se diseña para captar 1 m³/s, con un revestimiento de hormigón liso de n=0.0013 y una pendiente del 3% para obtener la altura normal.

Se determina la condición en que se encuentra el flujo una vez ingresado al canal a través del Número de Froude.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}} \quad (21)$$

Donde V corresponde a la velocidad media de escurrimiento (m/s), A es el área de la sección (m²) y T el tirante de agua en (m).

Un Froude menor a 1 implica una condición de río en el canal, por lo cual la altura normal obtenida con Chezy-Manning sería suficiente, sin embargo, un Froude mayor a 1 implica una condición de torrente, por lo cual se debe obtener una altura normal en condición de torrente (altura conjugada) a través de la ecuación de Fuerza Específica:

$$F = \frac{Q^2}{g * A} + y * A \quad (22)$$

Donde “y” corresponde al centro de masa del canal colector en (m).

Finalmente en cualquier caso, se procederá a calcular la altura de borde libre, utilizaremos el 30% de la altura normal, en caso de condición de río y 30% de la altura conjugada en caso de condición de torrente.

5.3.6 Socavación en obra de toma con Reja Coanda

Es necesario tomar en cuenta los efectos de socavación que pudiese generarse por el agua de excedencia utilizada por la reja Coanda para su autolimpieza ya que este flujo descarga directamente al cauce principal.

Para analizar este problema se utiliza el método propuesto por el Manual de Carretera Volumen N° 3 para socavación al pie de barreras vertedoras de baja carga ya que el punto aguas debajo de la reja Coanda, que conecta con el canal colector de la misma genera el efecto de un vertedor.

La fórmula general es la siguiente:

$$S + h_d = A * \frac{H^x * q^y}{D^z} * h_d^w \quad (23)$$

Donde S representa la socavación máxima al pie de la barrera en (m), h_d la altura de escurrimiento aguas abajo en (m), H diferencia ente el nivel de aguas arriba de la barrera y aguas debajo de la corriente (m) y q corresponde al caudal por unidad de ancho que corresponderá al caudal centenario como escenario más desfavorable en (m³/s/m).

Los parámetros restantes como los exponentes (x,y,z,w), A y el diámetro de las partículas (D) se determina mediante la **Tabla 3 Anexo A** que presenta parámetros según diferentes autores y se deberán analizar todos ellos.

5.4 Sumergencia Cámara de Carga

La determinación de la sumergencia mínima de la cámara de carga es esencial para el correcto diseño de las obras anteriores junto con la cota base que corresponde a la cresta del azud derivador y de esta manera evitar la interferencia entre la tubería de presión y el canal de descarga de fondo. La sumergencia se obtiene a través de 3 criterios donde V corresponde a la velocidad en la tubería en (m/s) y D el diámetro de esta en (mm):

- Ecuación de Knauss:

$$\frac{h_t}{D} \geq \left(1 + 2,3 * \frac{V}{\sqrt{g * D}}\right) \quad (24)$$

- Ecuación de Gordon:

Es uno de los criterios más utilizados en el cálculo de sumergencia ya que entrega resultados apegados a los que se obtienen de modelos hidráulicos.

$$S \geq 0,725 * V * \sqrt{D} \quad (25)$$

- Ecuación de Rohan:

Esta expresión se utiliza para establecer un límite superior, ya que sus resultados por lo general son más conservadores.

$$S \geq 1,474 * V^{0,48} * D^{0,76} \quad (26)$$

Para adoptar una sumergencia mínima, tomando en consideración los tres criterios se puede optar por realizar el promedio con los resultados obtenidos a través de las tres ecuaciones.

ANÁLISIS Y RESULTADOS

En este capítulo se dará a conocer los resultados obtenidos para el diseño de las obras asociadas a la captación lateral con Coanda partiendo desde el azud derivador hasta el canal colector de la reja Coanda, junto con la verificación de que no se produzca interferencia entre el canal de descarga de fondo y la tubería de presión, finalizando de esa manera el diseño de la captación.

6.4 Diseño Azud Derivador

Utilizado el caudal centenario de diseño, un ancho de barrera de 15 metros, un parámetro vertical de 3 metros y un coeficiente de descarga igual a 2.18 se obtiene a través del proceso iterativo que la altura de agua sobre la barrera es $H_o = 0.938$ metros, se presentan las iteraciones y resultado en la **Tabla 4 Anexo A**.

Con estos valores se obtiene una relación $h_a/H_o = 0.014$, con lo que adoptamos los valores de $n=0.505$ y $k=1.867$ para parámetros aguas arriba.

Se define entonces con los valores de n y k , pertenecientes a la curva representante, el perfil de la barrera vertedero cuya gráfica y valores se muestran en la **Figura 14 Anexo A**.

Finalmente el perfil se completa con dos curvas, las cuales presentan las siguientes características:

$$\mathbf{X_c/H_o = 0.275; X_c = 0.258 (m)}$$

$$\mathbf{Y_c/H_o = 0.12; Y_c = 0.11256 (m)}$$

$$\mathbf{R1/H_o = 0.525; R1 = 0.4924 (m)}$$

$$\mathbf{R2/H_o = 0.225; R2 = 0.21105 (m)}$$

6.4.1 Filtración, Subpresión y Sifonamiento

Para el cálculo de las pérdidas por filtración se adoptó la grava limosa como suelo isotrópico con un coeficiente de permeabilidad asociado al promedio del 77% de grava retenido y el 23% de limo que pasa por el tamiz N° 200, obteniendo $k=0.00385$ (m/s) tomando como base un coeficiente de permeabilidad de grava y limo de 0.01 (m/s) y de 10^{-6} (m/s) respectivamente (Mecánica de Suelos, Lambe). Se adoptaron 5 líneas de flujo (n_f) y 13 líneas equipotenciales (n_d) a lo largo del azud obteniendo una filtración de 0.0044 m³/s/m.

En la **Tabla 5 Anexo A**, se presenta los resultados del análisis de subpresiones bajo el azud, para esto se tomaron 4 puntos representativos a lo largo de la barrera y se supuso un estrato impermeable 10 metros bajo el azud, de manera de lograr realizar los cálculos.

El valor de x corresponde a la equipotencial con la que intersecta el punto en análisis, luego de esto se obtuvo una subpresión bajo el azud derivador igual a 13.71 T/m y una pérdida de 0.23 m por equipotencial.

Para el gradiente máximo a la salida de la barrera se tomará como parámetro la densidad saturada de la grava limosa obtenida del estudio de mecánica de suelos igual a 2.120 T/m³ para obtener de esta forma el gradiente crítico igual a 1.12.

El gradiente máximo al pie de la barrera corresponde a 0.76, tomando como distancia mínima la tercera parte del largo del diente de anclaje más cercano a la salida igual a 0.9 (m) y comparando los resultados, no se producen procesos de sifonamiento a la salida.

6.4.2 Socavación al pie del Azud

Se estimaron dos socavaciones: para un radier de 0.3 metros sobre el nivel de terreno y una inclinación de 90° y 45° con el fin de comparar la influencia de este parámetro los resultados. El ángulo de reposo de las partículas D_{90} corresponde a 142 (mm), la velocidad de llegada al pie se estima en 6.36 (m/s) y el caudal por unidad de ancho a utilizar será el caudal centenario siendo el caso más desfavorable.

Utilizando la fórmula de Bormann y Julien se obtiene para una socavación estimada para un radier de 0,3 metros de 4.66 (m) y 2 (m) para una inclinación de 90° y 45° respectivamente.

Se puede notar claramente que la inclinación del radier influye significativamente en la socavación, disminuyendo considerablemente cuando éste posee un grado de inclinación respecto al terreno.

6.4.3 Estabilidad al Deslizamiento y Volcamiento del Azud Derivador

Aplicando la sumatoria de las fuerzas y momento que actúan sobre el azud derivador, las cuales contemplan fuerzas resistentes y deslizantes, se obtienen los factores de seguridad al deslizamiento iguales a 1.66 y 1.34 para el caso estático y dinámico respectivamente y los factores de seguridad al volcamiento de 4.2 y 3.45 de para el caso estático y dinámico los que se muestran en la **Tabla 6 Anexo A**.

Cabe destacar que para el caso dinámico fue considerado el empuje hidroestático normal (sin crecida), debido a que no es apropiado tomar en cuenta el sismo con el empuje centenario simultáneamente, por lo que éste último se debe incorporar al caso estático.

Se puede notar claramente la diferencia entre los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento, esto se debe básicamente a que la distancia desde el centroide de la estructura hasta el punto de aplicación es grande, por lo que solo el peso de la estructura soporta cualquier tipo de fuerza volcante.

Finalmente, en la **Figura 15 Anexo A** se muestra una vista de perfil del azud derivador para crecida centenaria el cual posee 15 (m) de ancho, un parámetro vertical aguas arriba de 3 (m), un largo de 12 (m) con lo que se aseguran bajas subpresiones, dientes de anclaje de 0,6 (m) de alto por 0.8(m) y un zampeado con dientes de 0.7 (m) de alto y 0.4 (m) de ancho, como elemento disipador de energía, a lo largo de los 15 metros.

6.5 Diseño Canal de carga

Realizado el cálculo de orificios se obtiene un ancho de ventana de captación de 1.5 metros, que corresponde a la base del canal de carga de la reja, y una altura de 0.4 metros. Con estas dimensiones, junto con la carga sobre el orificio igual a 1 metro bajo la cota base del azud, se asegura el ingreso de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

La altura del canal de carga corresponde a la altura normal para el caudal de crecida centenaria (2.65 metros), como un motivo de resguardo ante cualquier evento y tendrá un largo total de 19 metros, hasta la compuerta de descarga de fondo en la cual se dispondrá de una compuerta vertical de 1.5 (m) de ancho y 2.65 (m) de altura la cual se operará cuando sea necesaria la limpieza del canal de carga.

En la **Figura 16 Anexo A** se presenta una vista de frente de la disposición de la ventana de captación con respecto al azud derivador junto con la pantalla de hormigón donde incorpora la compuerta de emergencia vertical de acción manual con dimensiones de 1.5 (m) de ancho y 2.65 (m) de alto al igual que las dimensiones del canal de carga.

6.6 Diseño Vertedero Lateral y Reja Coanda

En la **Figura 17 y 18 Anexo A** se muestran las dimensiones de la reja Coanda, tomando en cuenta que su modelación es marca registrada de sus desarrolladores, se tiene a disposición las dimensiones de una reja Coanda con capacidad de $2 \text{ m}^3/\text{s}$. En este caso será necesario aumentar la longitud del vertedor lateral, de manera que el caudal unitario a lo largo de éste logre captar solo $1 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde al caudal de diseño.

Finalmente se obtiene un largo de vertedero de 7 metros que requieren un umbral sobre éste igual a 0.31 metros, por lo que la altura del vertedero lateral corresponderá a 0.89 metros.

En la **Figura 19 Anexo A** se muestra la transición del canal de carga al canal colector de la reja Coanda de 1.5 (m) de ancho y 1.2 (m) por medio del vertedero lateral de 0.89 (m) de altura con un umbral sobre éste de 0.31 (m).

6.7 Socavación Reja Coanda

Utilizando el método propuesto por el Manual de Carreteras, se presentan en la **Tabla 7 Anexo A** los resultados obtenidos de socavación generada por la excedencia que pasa sobre el vertedor lateral en complemento con la reja Coanda:

Los resultados estiman que para los 4 autores se presentan procesos de socavación. Para los 3 primeros autores; Schoklitsch, Varonese y Jeager se obtienen socavaciones de 0.48 (m), 0.58 (m) y 0.4 (m) respectivamente. Sin embargo para Hartung se obtiene una socavación mucho mayor llegando a 3.65 (m).

Los resultados de los 3 primeros autores generalmente dan resultados similares, independiente de la composición del lecho y el método de Hartung tiende a dar resultados mucho más conservadores a medida que aumenta el caudal por unidad de ancho.

Tomando en cuenta que el caudal de vertimiento no aumenta se adopta como socavación al pie de la reja Coanda el promedio de los resultados obtenidos por Schoklitsch, Varonese y Jeager obteniendo así una socavación de 0.49 (m).

6.8 Sumergencia Cámara de Carga

Se utilizará una tubería de presión de 800 (mm) para captar $1 \text{ m}^3/\text{s}$ como se menciona en los capítulos anteriores. Se determinó una velocidad de 1.99 (m/s) a través de la ecuación de continuidad $Q = V \cdot A$.

- Sumergencia mínima (Ecuación de Knauss): $S = 2.108 \text{ (m)}$
- Sumergencia mínima (Ecuación de Gordon): $S = 1.154 \text{ (m)}$
- Sumergencia mínima (Ecuación de Rohan): $S = 1.73 \text{ (m)}$

Luego de haber obtenido la sumergencia a través de las 3 ecuaciones se adoptó como resultado final el promedio de los valores donde se tiene finalmente una sumergencia mínima aproximada de 1.7 (m).

La sumergencia obtenida a través del diseño de las obras de captación corresponde a 1.91 (m), cumpliéndose con la mínima necesaria, tomando en cuenta que las distancias son pequeñas y que tanto el canal de carga como el canal colector poseen pendiente fue necesario realizar un descenso abrupto del canal colector de 35° a lo largo de 2.7 metros obteniendo un descenso de 1.8 (m) desde el ingreso a la cámara de carga para lograr alcanzar la altura de sumergencia mínima. Ésta se presenta en la **Figura 20 Anexo A**.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Dentro de las actividades preliminares más importantes que deben estar presentes en cualquier proyecto hidroeléctrico es el estudio acabado y detallado del cauce a trabajar, esto debido a que a través de los resultados de estos estudios se comienza la toma de decisiones para el proyecto, desde el punto de vista hidráulico, estructural, constructivo, económico y operacional.

Se debe tener presente que el estudio de capacidad de arrastre de sedimentos asociado al estero implicó la determinación de la máxima capacidad de éste, tomando como base ensayos realizados en un punto respecto al lecho, por ende, no se tiene a disposición información referente a procesos de degradación que pudo haber sufrido el lecho. Por lo tanto es muy desfavorable utilizar los resultados de éste análisis para decidir la implementación de una captación lateral con azud derivador debido a procesos de acumulación aguas arriba y para el análisis de estabilidad de la barrera.

Argumentado lo anterior, el estero del estudio presenta una fuerte pendiente, cada 100 metros aproximadamente se presentan saltos notorios, con pendiente de línea de energía superiores al 10%, en donde se presentan las mayores capacidades de arrastre de fondo. Se producen también procesos de depósito de sedimento a lo largo del cauce, lo que genera una distribución heterogénea, no progresivo ni decadente, por lo que se opta finalmente con el promedio de las capacidades a lo largo del cauce.

La idea de la implementación de un sistema de captación lateral con reja tipo Coanda resulta muy favorable desde el punto de vista constructivo y económico, debido a que no es necesaria la construcción de obras de desarenación, dada las ventajas que posee la reja. Sin embargo también presenta algunas limitaciones.

La principal limitación es la posibilidad del cruce de la descarga de fondo con la tubería de presión de la cámara de carga, es necesaria un descenso abrupto del canal colector para cumplir con la sumergencia mínima de la cámara de carga. Si se mantiene la misma

pendiente se necesitaría aumentar el largo del canal colector o aumentar la pendiente de éste. En este caso se logra superar la sumergencia mínima en 21 (cm) aumentando la pendiente del canal colector respecto al canal de carga de manera que exista un aumento en la altura entre ambos.

Por otro lado, luego del cálculo de estabilidad transversal de la barrera se logra apreciar resultados interesantes, por un lado los factores de seguridad al deslizamiento obtenidos están muy cerca del límite para el caso estático y dinámico, por el contrario los factores de seguridad al volcamiento son cerca de 3 veces mayores a los límites. El peso de la estructura junto con la distancia al punto de aplicación genera un momento mucho mayor al resto, por lo que solo el peso de la estructura es necesario para resistir el volcamiento.

La implementación de un mecanismo de captación por reja Coanda convencional (obstaculizando el cauce) disminuiría considerablemente la estabilidad de la estructura, ya que se al considerar la captación por medio de un canal colector dentro del perfil del vertedero, éste perdería peso en el lugar crucial para soportar los momentos volcantes de las fuerzas que se ejercen sobre la estructura.

Finalmente, determinando el caudal ecológico mínimo y analizando las distintas opciones del paso de éste hacia aguas abajo, se concluye que la mejor manera del paso de este caudal es a través de una escalera de peces a un costado del azud derivador ya que facilita el paso tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo. Sin embargo, el diseño de esta obra depende estrictamente de un estudio de la fauna íctica del cauce, saber qué tipo de especies hay para así decidir el diseño más óptimo.

BIBLIOGRAFÍA

Mery, Horacio 2013, Hidráulica aplicada al diseño de obras. RIL Editores.

Chanson, Hubert 2002, Hidráulica de flujos en canales abiertos. Ed. McGraw Hill.

Ven Te Chow, 2000, Hidráulica de canales abiertos. Ed. McGraw Hill.

Sotelo Gilberto, Hidráulica General Volumen 1. Limusa, Norega Editores

Dominguez Francisco, Hidráulica Volumen 6. Editorial Universitaria

Modificación Decreto 14, Modificación Caudal Ecológico Mínimo, Enero 2015. Diario Oficial de la República de Chile

United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 2001. Diseño de pequeñas presas. Ed. Española.

Leyland, Bryan 2014, Small Hydroelectric Engineering Practice. Ed. Taylor & Francis Group.

Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Edición 2015, Manual de Carreteras Volumen 3.

Dirección General de Aguas 2008, Manual de normas y procedimientos para la administración de recursos hídricos, Ministerio de Obras Públicas.

Norma Chilena Oficial, Nch 433. Of 1996, Segunda Edición 2009. Instituto Nacional de Normalización.

Coandascreen. Página con información referente a Reja Autolimpiante Coanda <http://www.coandascreen.cl/Coanda%20Intake%20basics.pdf> 1998.

Central Energía. Página con información referente a Centrales Hidroeléctricas <http://www.centralenergia.cl/proyectos/>.

ANEXO A: TABLAS Y FIGURAS

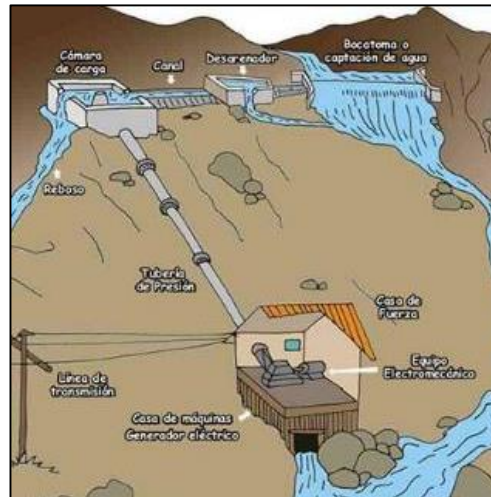


Figura 1. Esquema Central Hidroeléctrica de Pasada

Fuente: ANALES, 2010

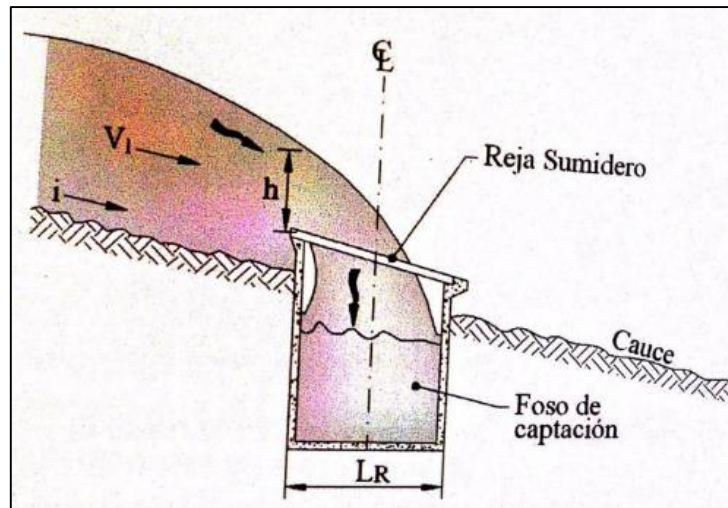


Figura 2. Diseño obra de toma tipo tirolesa o sumidero

Fuente: Hidráulica aplicada al Diseño de Obras

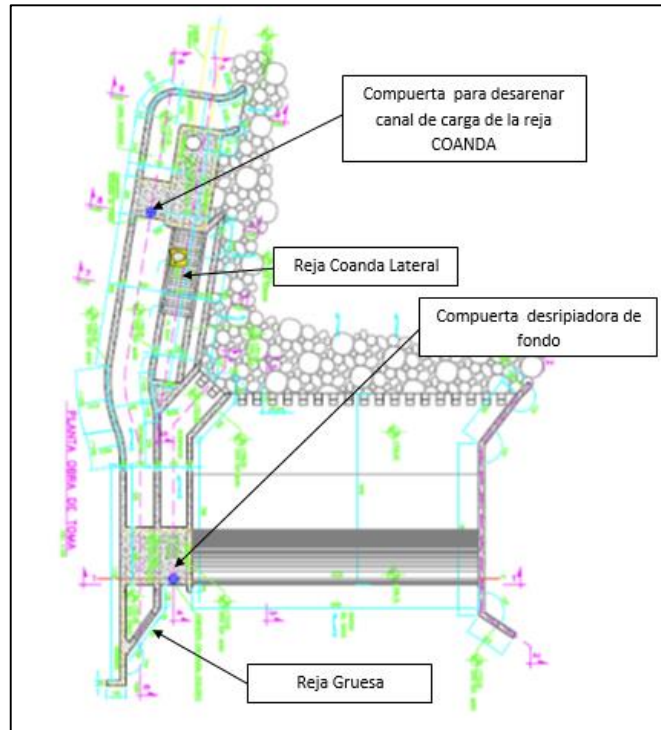


Figura 3. Ejemplo para Obra de toma con Coanda Lateral.

Fuente: Egon Cornelius, Coandascreen.

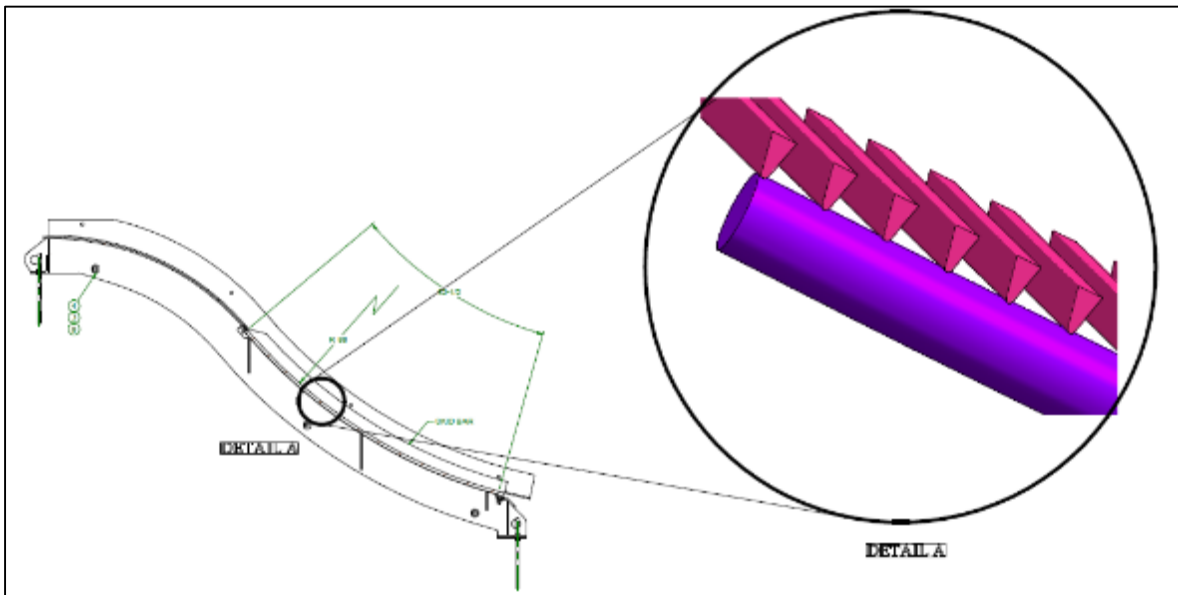


Figura 4. Detalle de Alambres de Reja Coanda

Fuente: Egon Cornelius, Agente de CONN-WELD en Latinoamérica

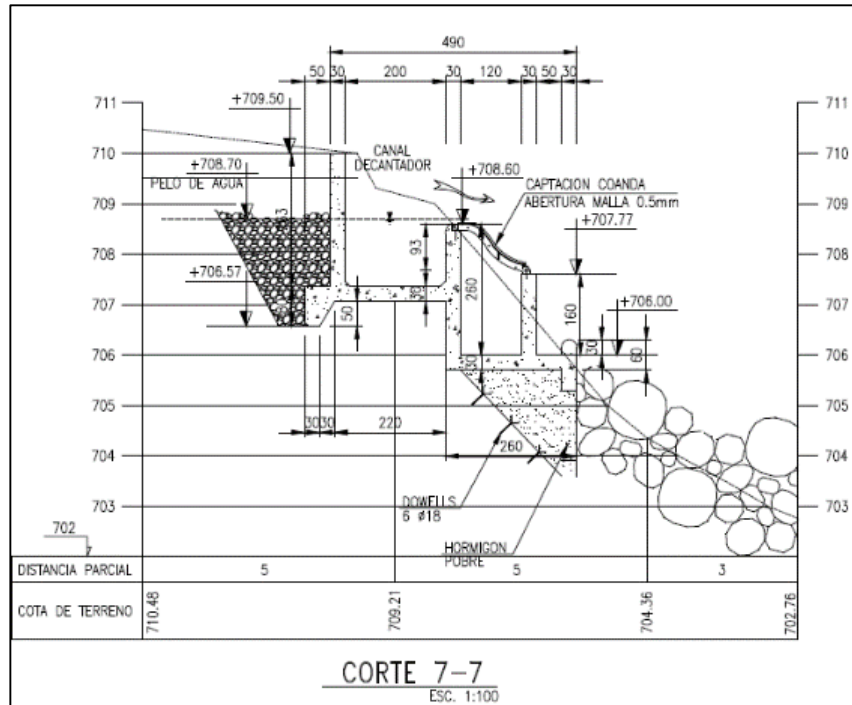


Figura 5. Corte Reja Coanda con Vertedero lateral.

Fuente: Dibujo Técnico

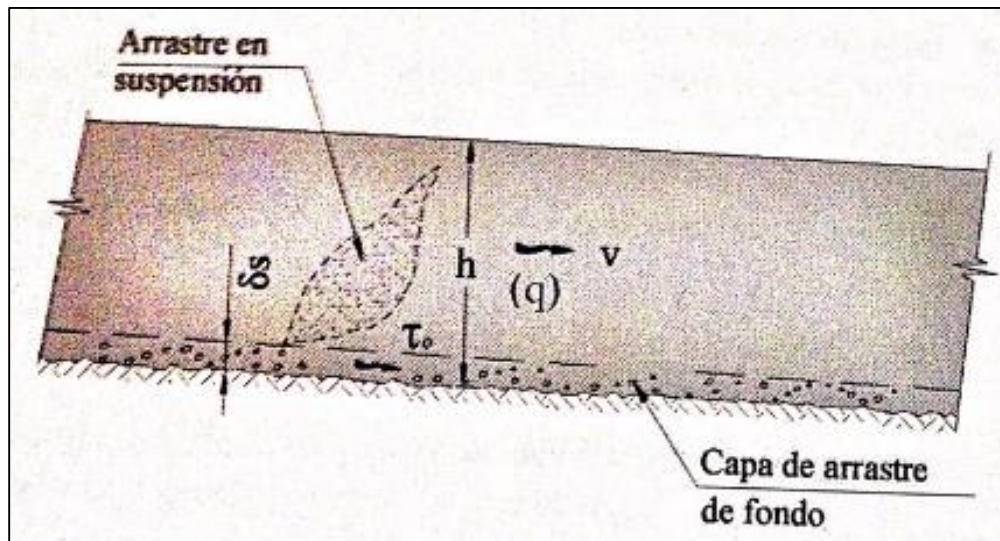


Figura 6. Perfil Longitudinal de un escurrimiento

Fuente: Hidráulica aplicada al Diseño de Obras

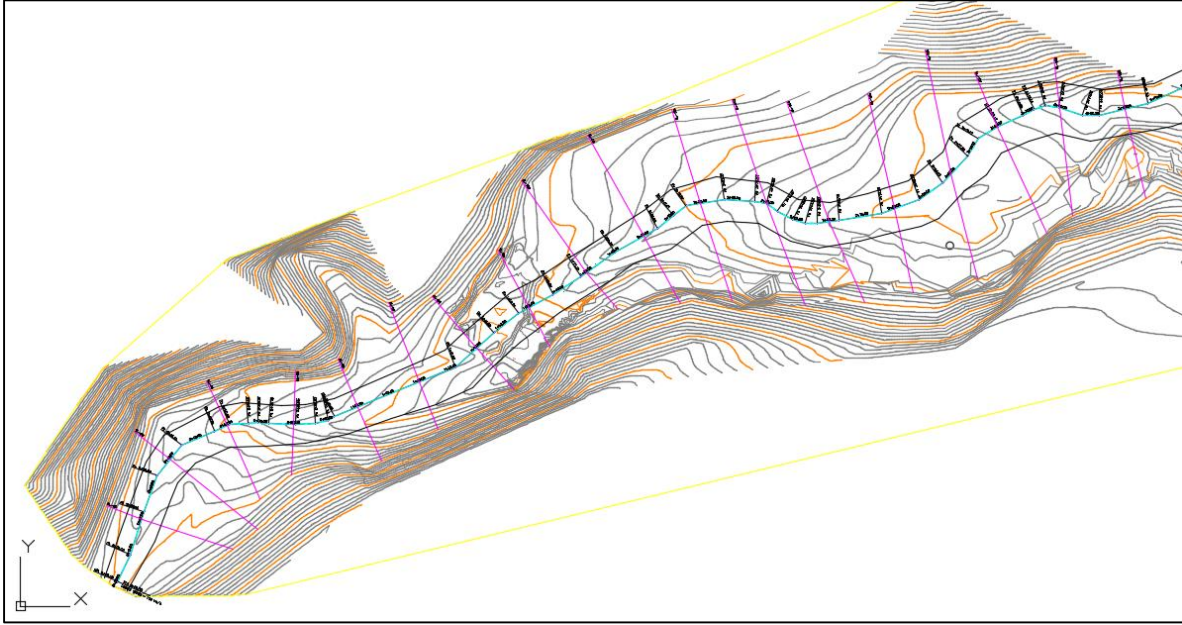


Figura 7. Alineamiento Estero Quillaileo

Fuente: Elaboración Propia

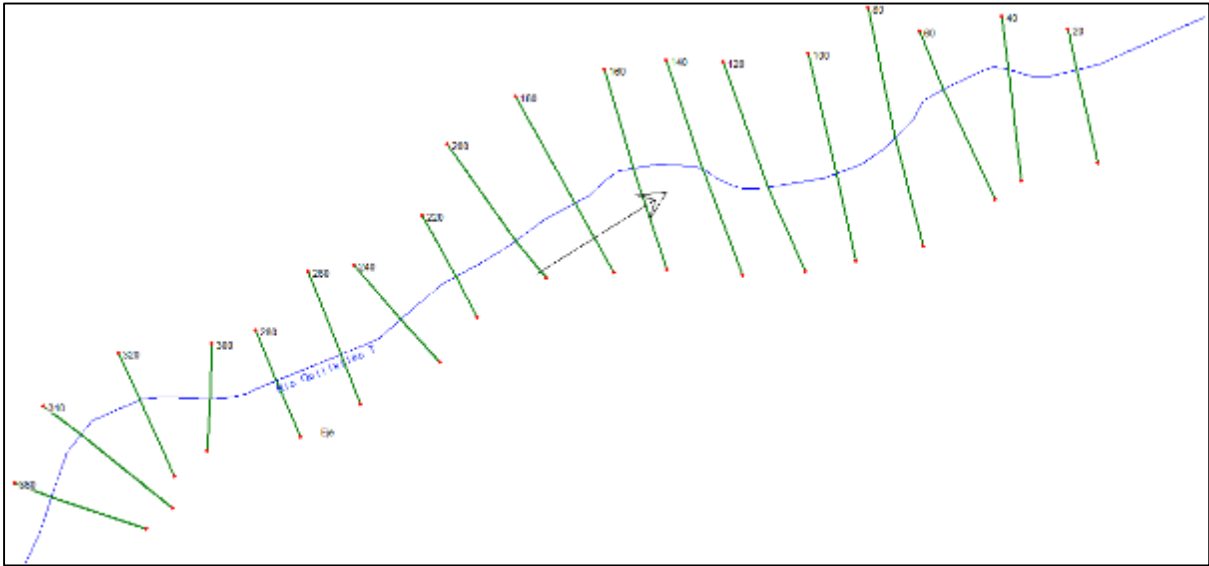


Figura 8. Geometría Estero Quillaileo en HEC-RAS

Fuente: Elaboración Propia

Características de la Canalización	Características	Valor medio del coeficiente n
Material del Lecho: n0	Tierra	0,020
	Roca Cortada	0,025
	Grava Fina	0,024
	Grava Gruesa	0,028
Grado de irregularidades: n1	Suaves	0,000
	Pocas	0,005
	Moderadas	0,010
	Severas	0,020
Variaciones de la seccion: n2	Graduales	0,000
	Ocasionales	0,005
	Frecuentes	0,010 - 0,015
Obstrucciones: n3	Despreciables	0,000
	Pocas	0,010 - 0,015
	Muchas	0,020 - 0,030
	Severas	0,040 - 0,060
Vegetación: n4	Poca	0,005 - 0,010
	Regular	0,010 - 0,025
	Mucha	0,025 - 0,050
	Gran Cantidad	0,050 - 0,100
Curvas: m	Pocas	1,00
	Regular	1,05
	Muchas	1,10

Tabla 1. Coeficientes de Rugosidad según Cowan.

Fuente: Hidráulica aplicada al Diseño de Obras

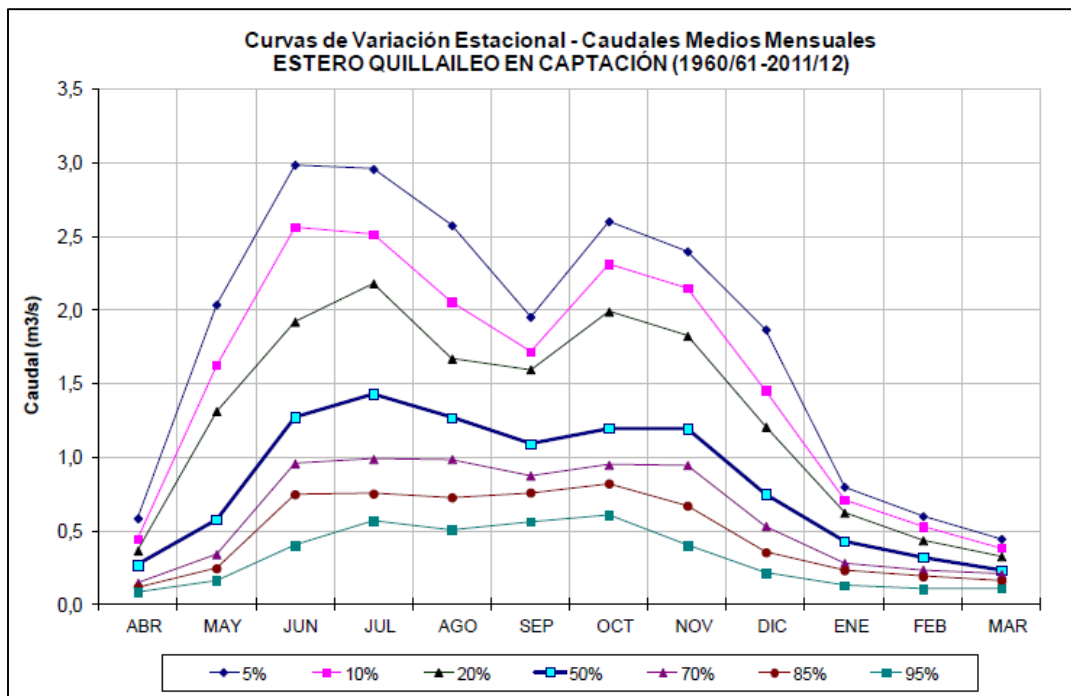


Figura 9. Curva de Variación Estacional

Fuente: Estudio Hidrológico

		Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo
Caudales (m ³ /s)	Q70%	0,15	0,35	0,96	0,98	0,97	0,86	0,9	0,93	0,51	0,3	0,28	0,25
	Q95%	0,1	0,2	0,42	0,53	0,5	0,53	0,6	0,4	0,3	0,23	0,2	0,14
	Q10	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6
	Q50	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8	26,8
	Q100	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9

Tabla 2. Caudales Adoptados para Modelación.

Fuente: Elaboración Propia

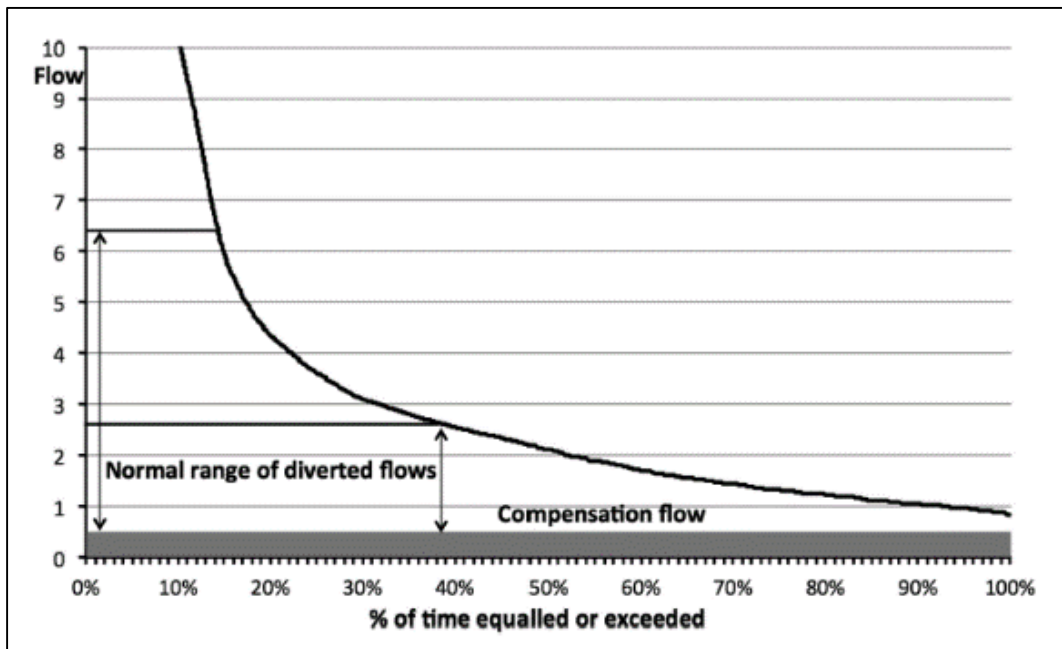


Figura 10. Selección de Caudal de diseño,

Fuente: Small Hydroelectric Engineering Practice, Bryan Leyland

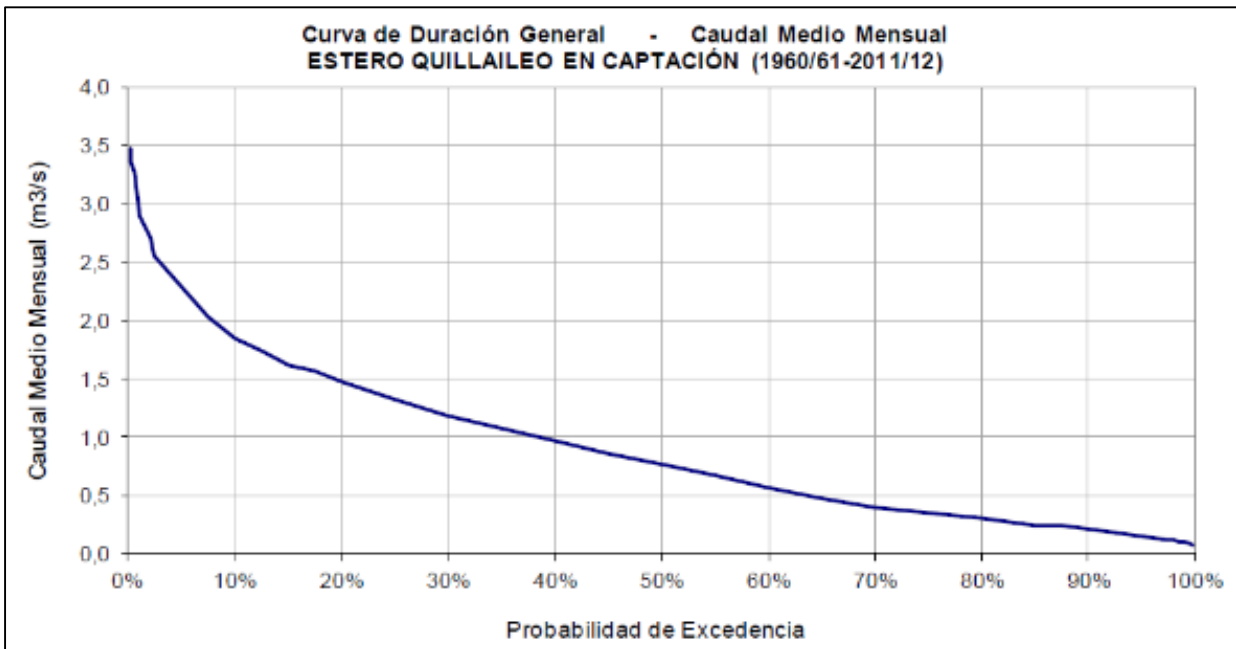


Figura 11. Curva Duración General

Fuente: Estudio Hidrológico Estero Quillaileo

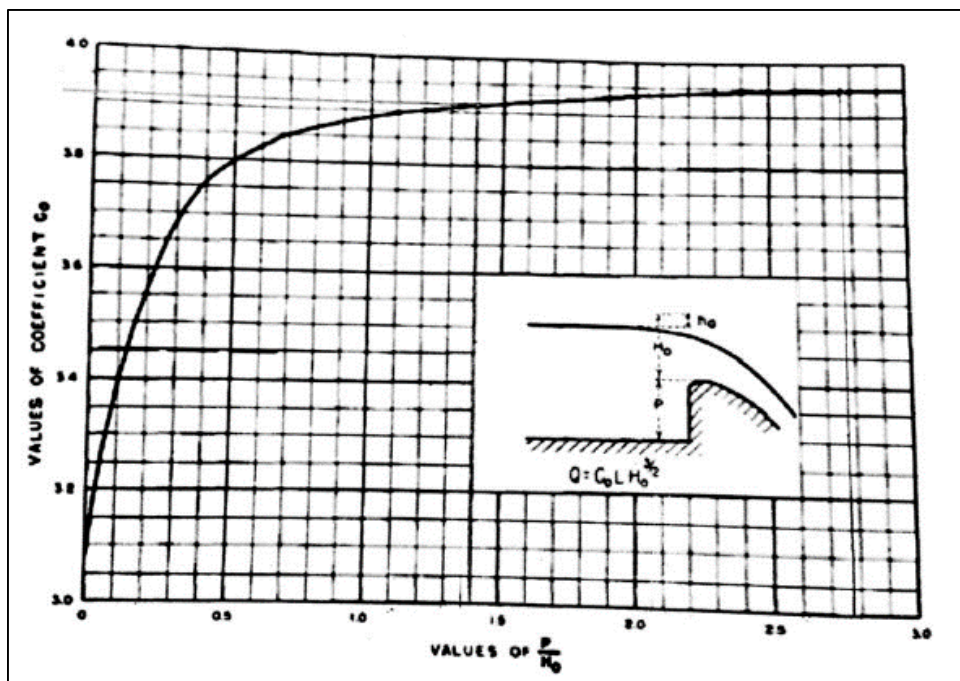


Figura 12. Estimación Coeficiente de Descarga C_o

Fuente: Diseño de Pequeñas Presas, Bureau of Reclamation

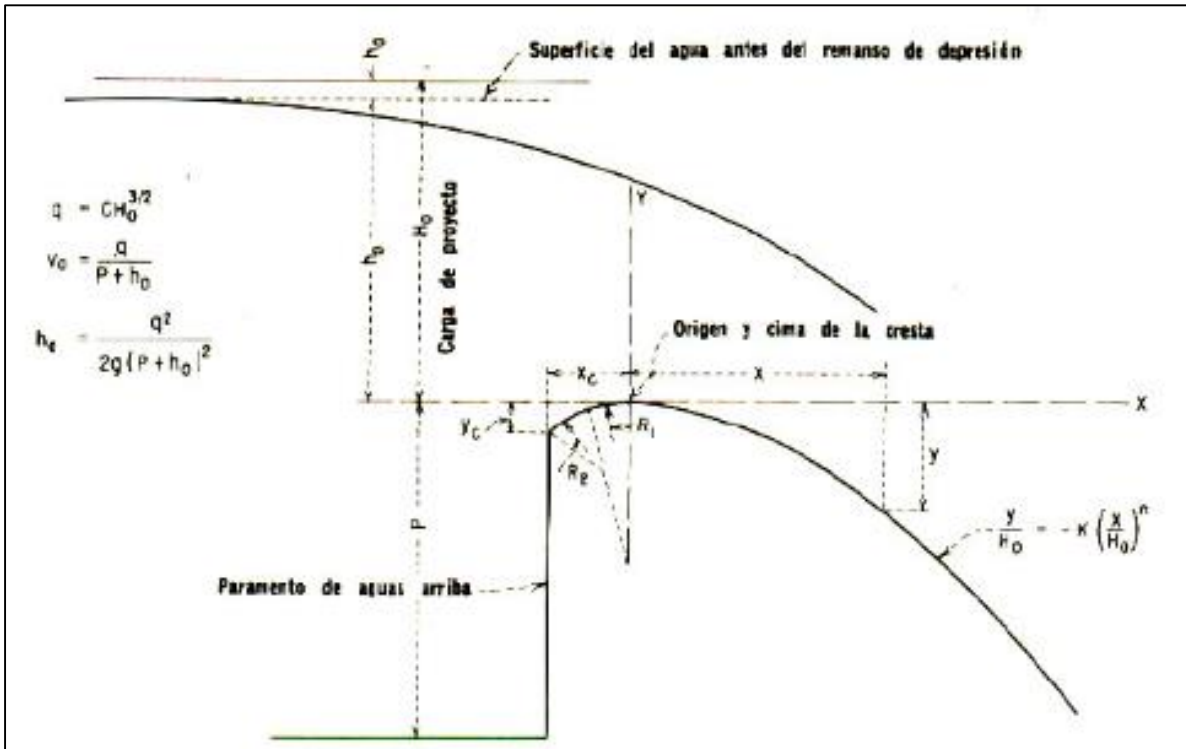


Figura 13. Elementos de las secciones de las crestas con la forma de lámina vertical.

Fuente: Diseño de Pequeñas Presas, U.S Bureau of Reclamation, 1966

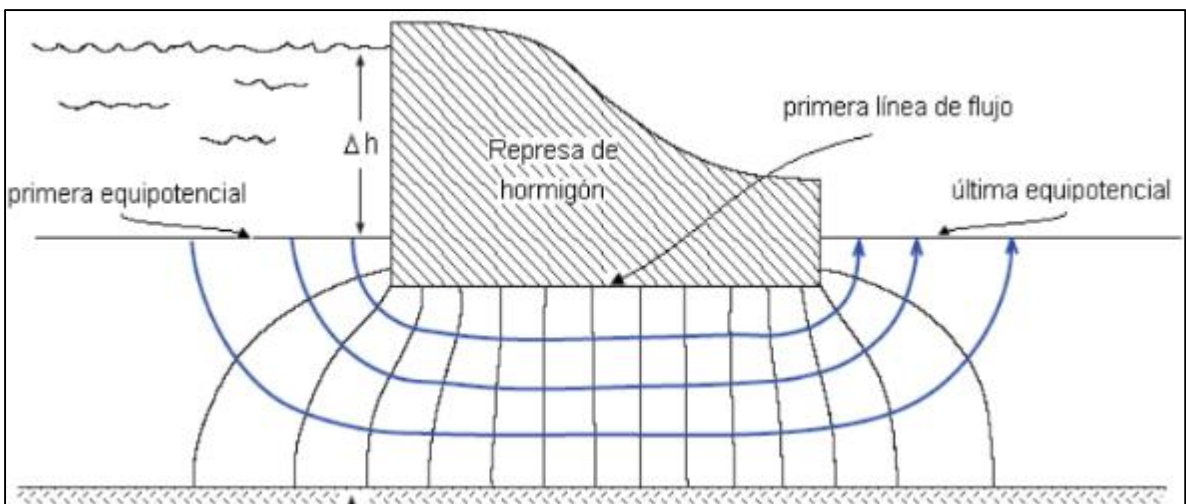


Figura 14. Esquema red de flujo bajo una presa

Fuente: Mecánica de Suelos, Lambe

Autor	A	x	y	z	w	Observaciones (D en mm)
Schoklitsch	4,75	0,20	0,57	0,32	0	D = D ₉₀ grada de caída
Veronese	3,68	0,225	0,54	0,42	0	D = D _m
Jaeger	6,0	0,25	0,50	0,33	0,33	D = D ₉₀
Hartung	12,4	0,36	0,64	0,32	0	D = D ₈₅

Tabla 3. Parámetros para cálculo de Socavación Local

Fuente: Manual de Carreteras, Vol. 3

P	ho	ho + P	Va	ha	Ho	P/Ho	Co	0.5592 * Co	Q100
3	0.942	3.942	0.505	0.013	0.955	3.14	3.95	2.209	30.9
3	0.93	3.93	0.507	0.0131	0.94	3.19	3.95	2.209	30.2
3	0.92	3.92	0.508	0.0132	0.933	3.21	3.95	2.209	29.8
3	0.925	3.925	0.5079	0.01315	0.938	3.19	3.95	2.209	30.1

Tabla 4. Iteraciones para altura sobre azud Ho

Fuente: Elaboración Propia

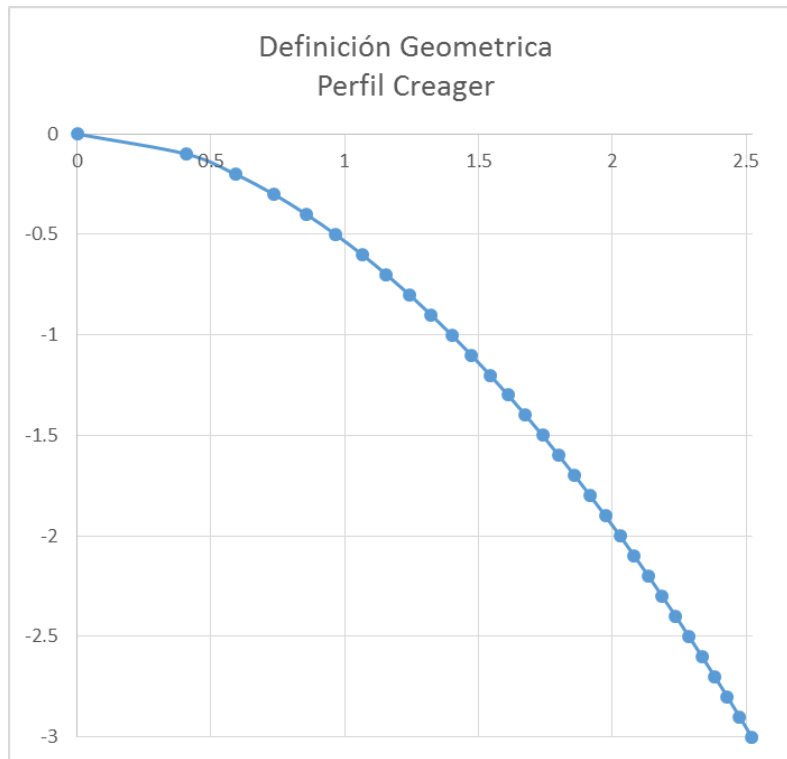


Figura 15. Gráfico Perfil Creager

Fuente: Elaboración Propia

Estrato impermeable	Δh	nf	nd	Perdida $\Delta h/nd$	x	ΔHt	Punto	Ht	Hg	Hp	Uw
10	3	5	13	0.23	3	13	A	12.31	9.1	3.21	3.21
10	3	5	13	0.23	5	13	B	11.85	9.1	2.75	2.75
10	3	5	13	0.23	9	13	C	10.92	9.1	1.82	1.82
10	3	5	13	0.23	11	13	D	10.46	9.1	1.36	1.36

Tabla 5. Resultados para cálculo de subpresiones

Fuente: Elaboración Propia

Factor de Seguridad	Estático Límite	Dinámico Límite	F.S _{estático}	F.S _{dinámico}
Deslizamiento	1.5	1.2	1.66	1.3
Volcamiento	1.5	1.2	4.2	3.45

Tabla 6. Resultados Estabilidad Barrera

Fuente: Elaboración Propia

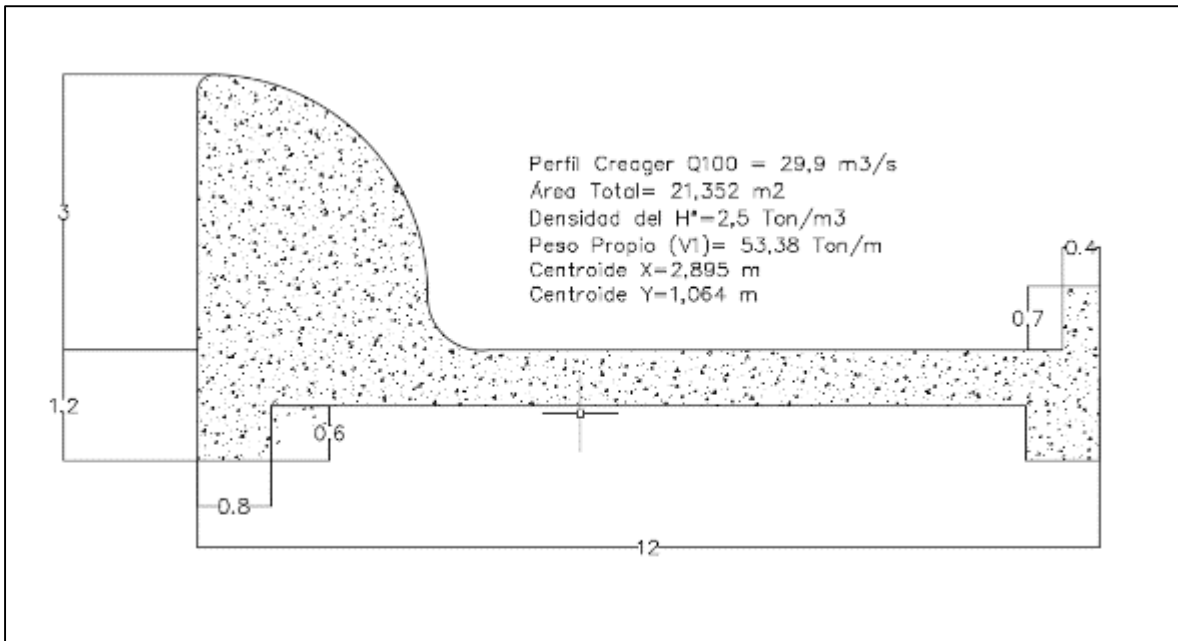


Figura 16. Vista Perfil Creager

Fuente: Elaboración Propia

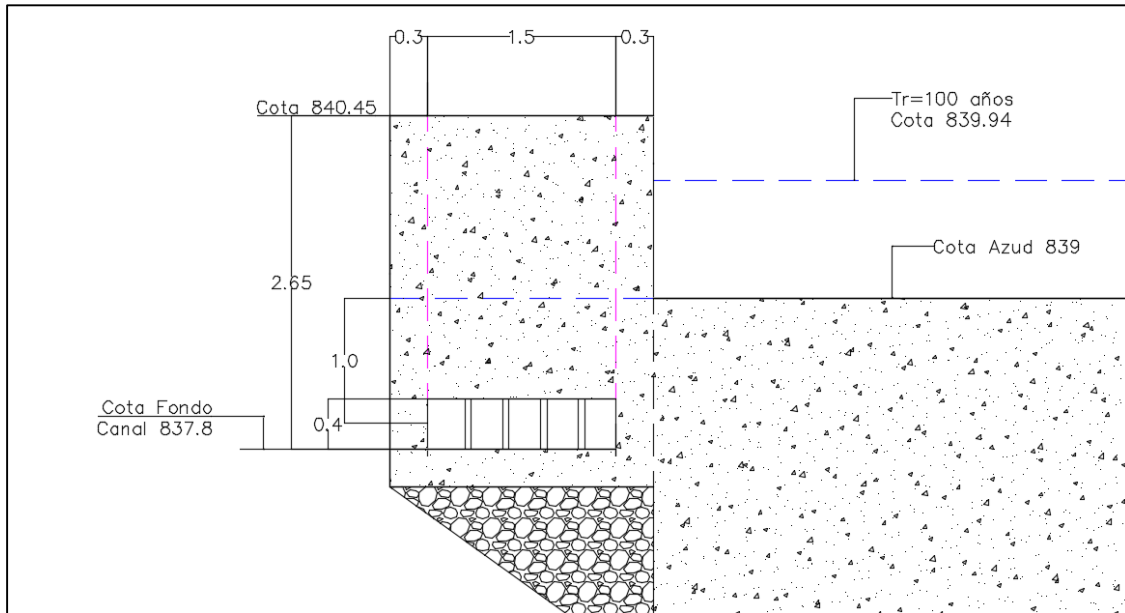


Figura 17. Cálculo de Orificio y Dimensiones Canal de Carga

Fuente: Elaboración Propia

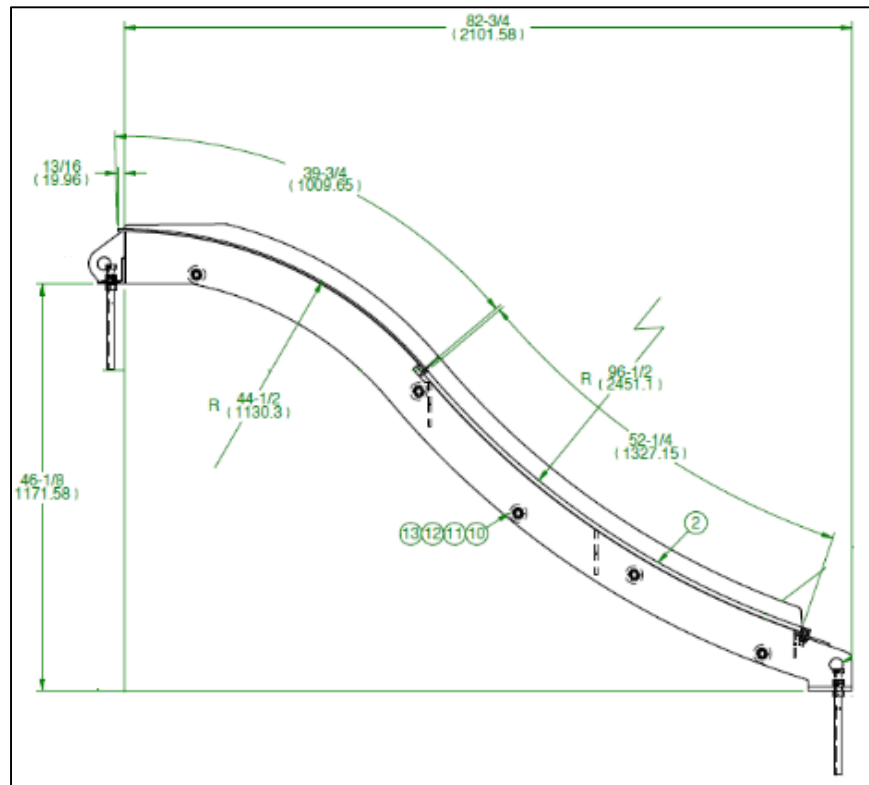


Figura 18. Dimensiones Reja Coanda

Fuente: Egon Cornelius

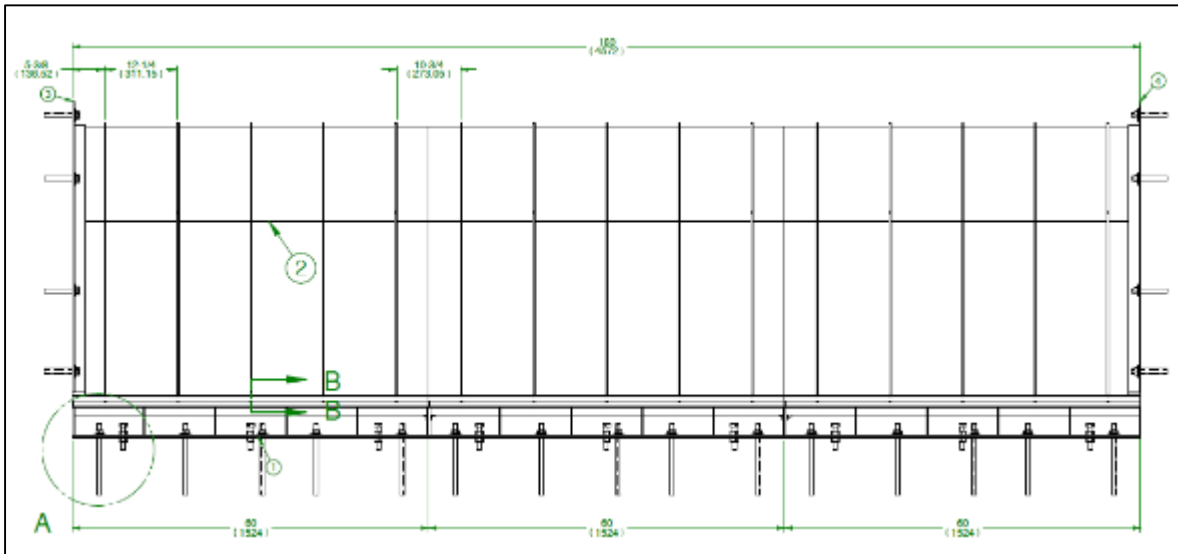


Figura 19. Dimensiones Reja Coanda

Fuente: Egon Cornelius

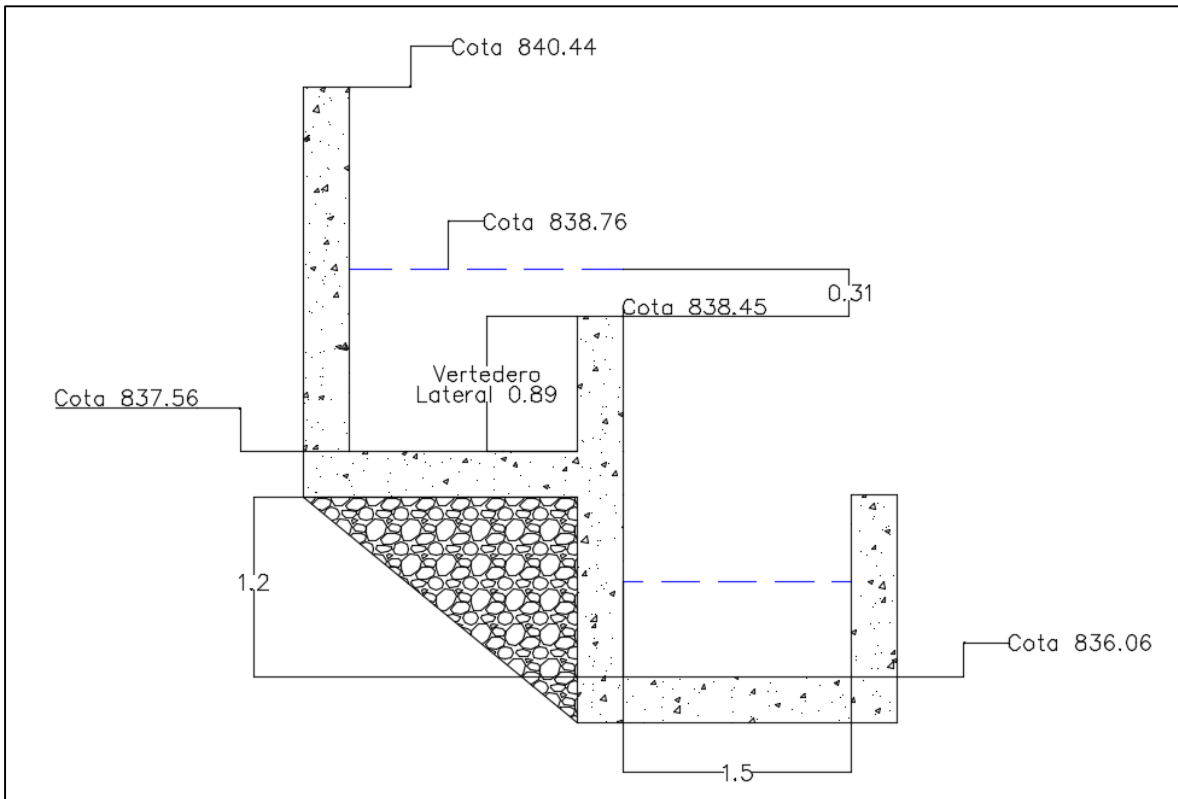


Figura 20. Transición canal de carga a canal colector por vertedero Lateral

Fuente: Elaboración Propia

Autor	Socavación (m)
Schoklitsch	0.48
Varonese	0.58
Jeager	0.40
Hartung	3.65

Tabla 7. Resultados Socavación Coanda

Fuente: Elaboración Propia

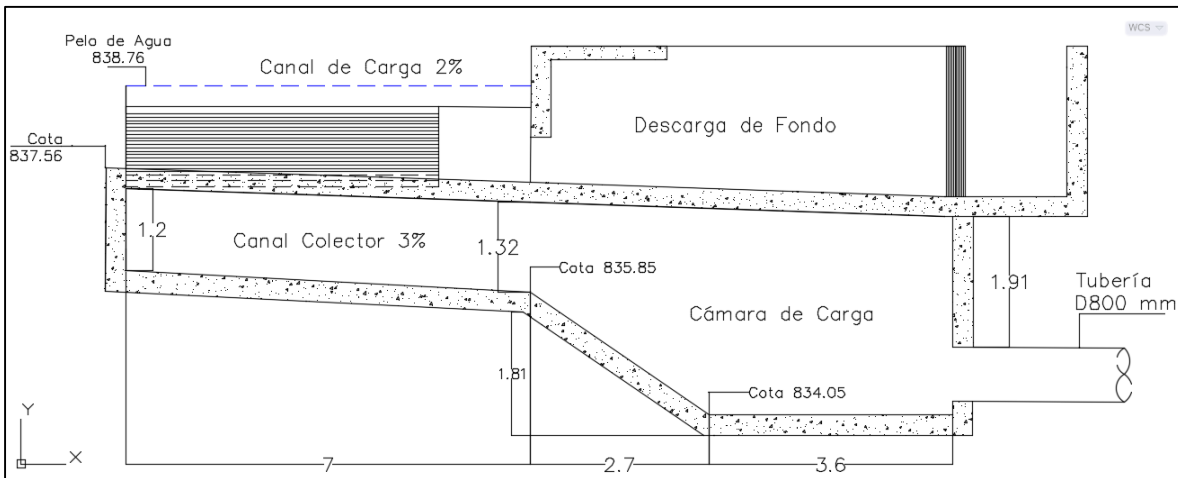


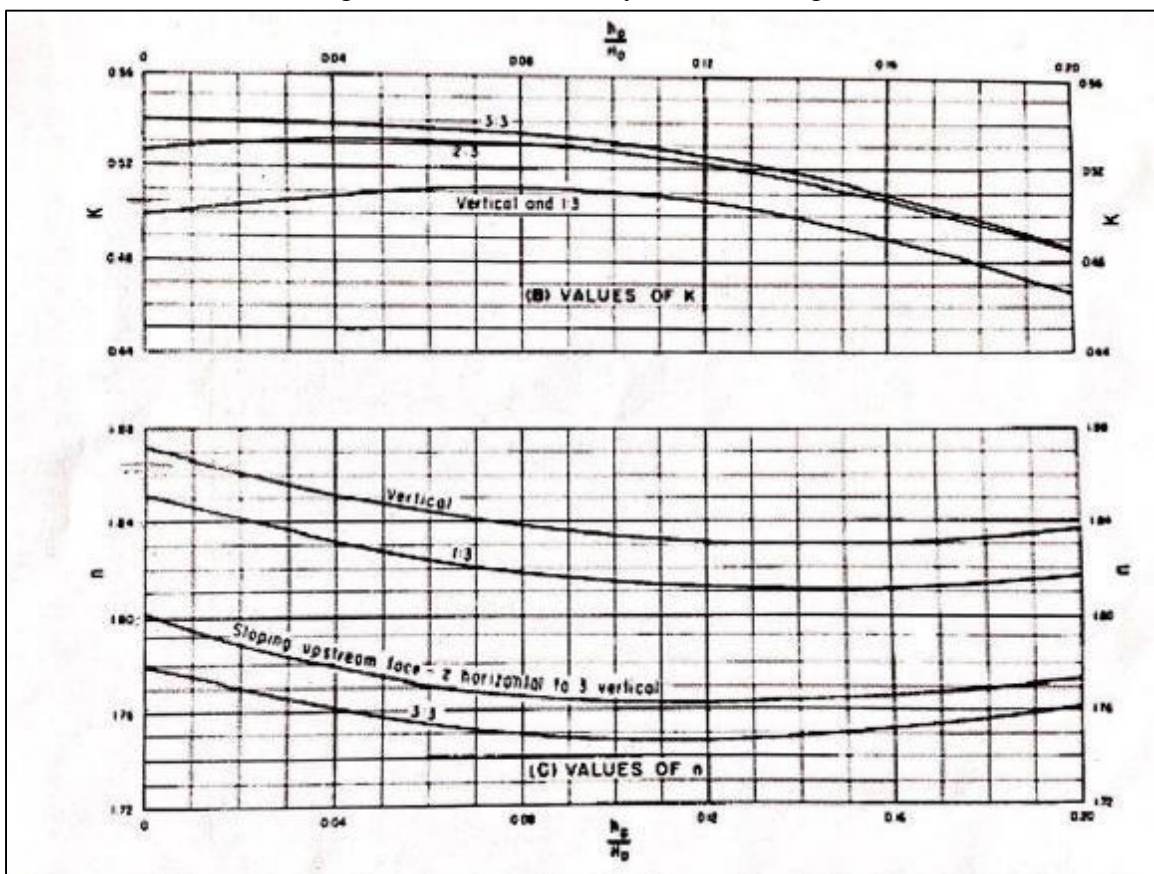
Figura 21. Sumergencia Cámara de Carga

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO B: DISEÑO AZUD DERIVADOR

Luego de haber realizado las iteraciones pertinentes y haber encontrado la altura de agua sobre el azud H_0 utilizamos el valor de h_a/H_0 igual a 0.014 en la **Figura 21** para obtener los valores de n y k para parámetro vertical:

Figura 22. Valores de n y k Perfil Creager



Fuente: Diseño de Pequeñas Presas, Bureau of Reclamation

Teniendo a manos estos valores obtenemos la ecuación representante del perfil:

$$\frac{y_{max}}{0.938} = -0.505 * \frac{x^{1.867}}{0.938}$$

Para el cálculo del valor de y_{max} se debe utilizar una constante amplificadora, que generalmente en este tipo de proyecto corresponde a 1.556, obteniendo una distancia máxima en dirección y de $(1.556 * H_0)$.

$$y_{max} = 1.459 (-) (m)$$

Teniendo la distancia máxima en el eje de las ordenadas, esta se incorpora a la ecuación para así despejar la distancia máxima en el eje X.

$$X_{max} = 1.713 (+) (m)$$

En la siguiente tabla se incorpora la definición geométrica del azud derivador desde 0 hasta los 3 metros con lo que se llega al parámetro vertical, de esta manera es posible realizar un diseño mucho más detallado de la estructura como también saber algunos parámetros o límites con los cuales ha sido posible determinar el centro de masa del azud derivador completo, como también su área, peso, etc.

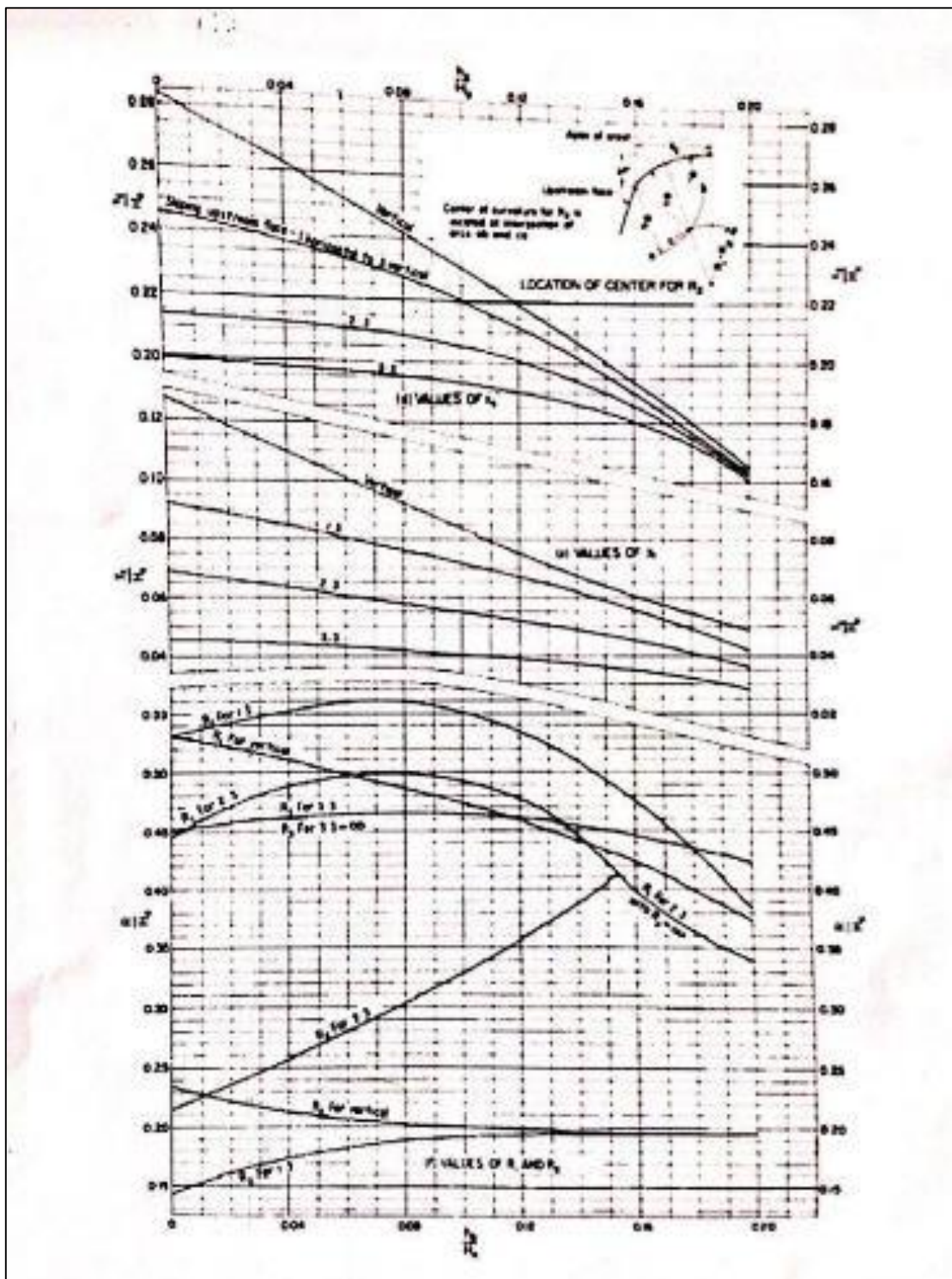
Punto	y	x
3	0	0
4	-0.1	0.408
5	-0.2	0.591
6	-0.3	0.734
7	-0.4	0.857
8	-0.5	0.966
9	-0.6	1.065
10	-0.7	1.156
11	-0.8	1.242
12	-0.9	1.323
13	-1	1.400
14	-1.1	1.473
15	-1.2	1.543
16	-1.3	1.611
17	-1.4	1.676
18	-1.5	1.739
19	-1.6	1.800
20	-1.7	1.860
21	-1.8	1.918
22	-1.9	1.974
23	-2	2.029
24	-2.1	2.083
25	-2.2	2.135
26	-2.3	2.187
27	-2.4	2.237
28	-2.5	2.286
29	-2.6	2.335
30	-2.7	2.383
31	-2.8	2.430
32	-2.9	2.476
33	-3	2.521

Tabla 8. Definición Geométrica Perfil Creager

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente obtenemos los valores de coronación del perfil a través de la **Figura 22**, a continuación:

Figura 23. Valores de parámetros aguas arriba de Azud



Fuente: Diseño de Pequeñas Presas, Bureau of Reclamation

B.1 Estabilidad al Deslizamiento y Volcamiento

A continuación, en la **Tabla 9** se presentan las ecuaciones para el cálculo de las fuerzas que influyen en la estabilidad del azud para el caso estático y dinámico. Los datos para el caso dinámico que se refieren a un sismo horizontal de periodo igual a 1 seg corresponden a:

Fuente	Parámetro	Valor	Influencia
Mecánica de Suelos	Zona sísmica	2	$\alpha=0.3$ $A_0=0.3*g$
Factor de modificación de respuesta	R	7	$C_{max}=SA_0/g$
Norma Nch 433	Coficiente de Importancia	1.2	Categoría IV: Operativo después de una emergencia sísmica.
Mecánica de Suelos y Norma Nch 433	Tipo de Suelo	A	$S=0.9$

Tabla 9. Parámetros dinámicos

Fuente: Elaboración Propia

Antes de realizar el cálculo de las fuerzas que influyen en el azud derivador se debe tomar en cuenta que al momento de realizar el análisis de las fuerzas para el deslizamiento estático se toma en cuenta el empuje hidrostático centenario junto con los empujes pasivos y activos del suelo sobre la estructura, el peso del azud, la subpresión y a fuerza de roce.

Para el caso dinámico no se toma en cuenta el empuje centenario dado a que es muy desfavorable evaluar un sismo y una crecida centenaria a la vez, de esta forma se incorporarían el empuje hidrodinámico del agua y el generado por la misma estructura junto con las fuerzas anteriormente mencionadas.

En la **Figura 24**, a continuación se presenta la distribución de las fuerzas sobre el azud derivador:

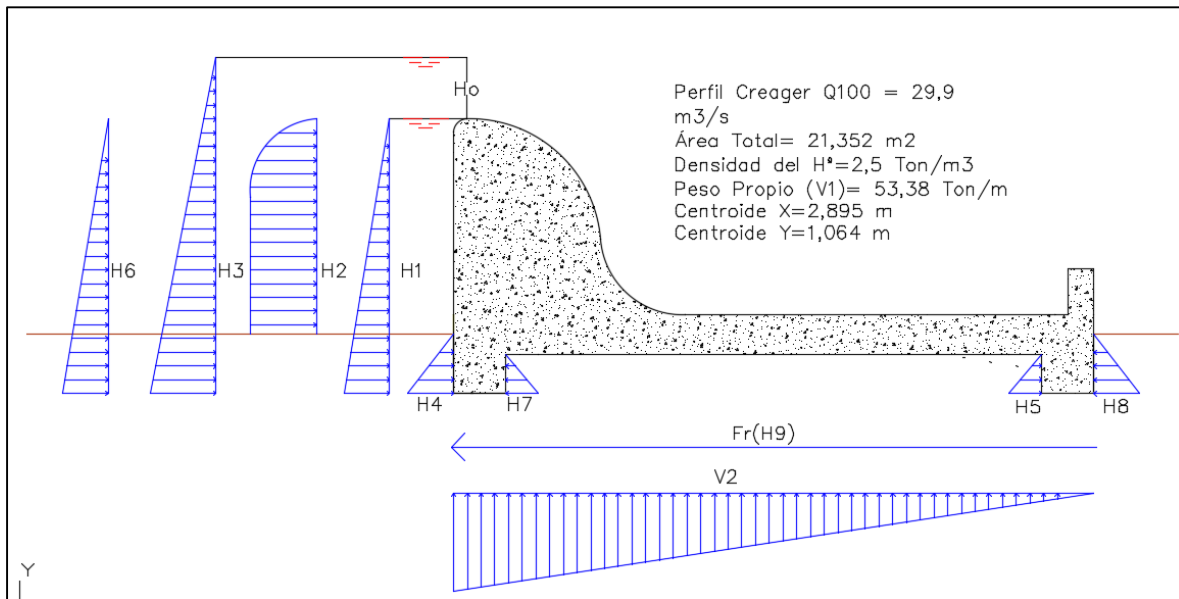


Figura 24. Distribución de Fuerzas en el Azud Derivador

Fuente: Elaboración Propia.

El punto de aplicación del peso de la estructura se determina con el centro de masa de una figura compuesta tomando como eje de referencia el parámetro vertical y la base del azud.

$$\bar{X} = \frac{\sum A_i * \bar{x}_i}{A_T} ; \bar{Y} = \frac{\sum A_i * \bar{y}_i}{A_T}$$

$$\bar{X} = \frac{(6.58 * 1.46) + (7.2 * 6) + (0.8 * 0.6 * 0.4) + (0.8 * 0.6 * 11.6) + (0.4 * 0.7 * 11.6)}{21.352} = 2.895 (m)$$

$$\bar{Y} = \frac{(6.58 * 2.029) + (7.2 * 1.2) + (0.8 * 0.6 * 0.3 * 2) + (0.4 * 0.7 * 1.55)}{21.352} = 1.064 (m)$$

El punto de aplicación del peso de la estructura será de utilidad para el cálculo de estabilidad al volcamiento por medio de los momentos resistentes y volcantes que ejercen todas las fuerzas en el azud.

Se presentan las ecuaciones para determinar las fuerzas, junto con su punto de aplicación o resultante y su orientación, ya sea horizontal o vertical:

Fuerza	Ecuación	Punto de Aplicación	Orientación
Peso Propio (V1)	$V_1 = \gamma_{H^o} * A_{tr}$	Centroide	Vertical
Subpresión (V2)	Redes de Flujo	2/3*H	Vertical
Empuje Hidroestático (H1)	$H_1 = \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2$	1/3*H	Horizontal
Empuje Hidrodinámico (H2)	$C = \frac{51}{\sqrt{1 - 0.72 * (\frac{h}{1000 + t})^2}}$		
	$P = C * \alpha * \sqrt{h^2}; h(ft)$	2/5*H	Horizontal
Empuje Hidroestático Centenario (H3)	$H_3 = \frac{1}{2} * \gamma_w * (H + H_o)^2$	1/3*H	Horizontal
Empujes Activo del Suelo (H4 y H5)	$K_A = \tan(45 - \frac{35}{2})^2$		
	$H_{4,5} = \frac{1}{2} * (\gamma_s - \gamma_w) * H^2 * K_A$	2/3*H	Horizontal
Empuje sísmico de la Estructura (H6)	$H_6 = C * I * P$	1/3*H	Horizontal
Empujes Pasivo del Suelo (H7 y H8)	$K_P = \tan(45 + \frac{35}{2})^2$		
	$H_{7,8} = \frac{1}{2} * (\gamma_s - \gamma_w) * H^2 * K_p$	2/3*H	Horizontal
Fuerza de roce (H9)	$H_9 = V_1 * \mu$		Horizontal
	$\mu = 0.5$ (Grava Limosa)		

Tabla 10. Ecuaciones para Cálculo de Estabilidad

Fuente: Bibliografía

ANEXO C: DISEÑO DE CANAL COLECTOR

Teniendo la base del canal colector de la reja Coanda se procede al cálculo de la altura de éste, este canal será de sección rectangular y de hormigón terminado liso con una rugosidad de 0.013 (Ven Te Chow), tendrá una pendiente igual al 3%. Con los datos y con la ayuda de la ecuación de Chezy-manning se obtiene una altura normal para un caudal de 1 m³/s.

$$1 = \frac{(1.5 * h)^{5/3} * (0.03)^{1/2}}{(1.5 + 2 * h)^{2/3} * 0.013}$$

Para un caudal de 1 m³/s obtenemos una altura normal $H_{no}=0.180752$ (m).

Calculando el número de Froude:

$$F = \frac{1/(1.5 * 0.180752)}{\sqrt{9.8 * \frac{1.5 * 0.180752}{1.5}}} = 2.77$$

El número de Froude supera significativamente al valor crítico por lo que asumimos que el canal estaría en condición de torrente. Tomando en cuenta este valor, es necesario encontrar una altura normal en condición de torrente o altura conjugada, esto se logra por medio de la fuerza específica.

Primero calculamos la Fuerza Específica:

$$F = \frac{1^2}{9.8 * 1.5 * 0.180752} + \frac{0.180752}{2} * 1.5 * 0.180752$$

Obtuvimos una Fuerza igual a 0.4 m³ y con esto se obtendrá una altura conjugada:

$$0.4 = \frac{1^2}{9.8 * 1.5 * h} + \frac{h}{2} * (1.5 * h)$$

Finalmente la altura conjugada $H_{conj}=0.624$ (m) que sería finalmente la altura del canal.

- Altura de borde libre: 30% H_{normal} en condición de torrente (H_{conj}): $H_{bl}=0.3*H_{cj}$
 $= 0.1872$ (m)
- Altura de Recubrimiento= 0.63 (m) + 0.19 (m) + 0.3 (m) ≈ 1.2 (m)

Se agregan 0.3 metros adicionales como resguardo o seguridad de la reja Coanda la cual también sirve para aumentar la distancia entre los dos canales, para cumplir con la sumergencia mínima sin tener que alargar excesivamente tanto el canal de carga como el colector. Finalmente obtenemos las dimensiones del canal, para que este canal sea constructivo se adoptara una base $b=1.5$ (m) y una altura de 1.2 (m).

ANEXO D: CAUDAL ECOLÓGICO MÍNIMO

Para un diseño detallado de un mecanismo que logre el paso de un caudal ecológico mínimo y a la vez se logre la óptima transición de la fauna íctica hacia aguas arriba y aguas abajo se debe tomar en cuenta si se constituyeron derechos de agua con un caudal ecológico mínimo. Estos derechos los otorga la DGA y los criterios para su cálculo fueron reciente modificados y se muestran en la siguiente imagen perteneciente al Diario Oficial de Chile del 15 de Enero del 2015.

Asumiremos que para éste proyecto no se constituyeron derechos con caudal ecológico mínimo, por lo que nos guiaremos por la letra c) y b) mencionados en el capítulo 4 y cuyos resultados se muestran a continuación en la **Tabla 11**:

Caudal Ecológico Criterio del 10% del Caudal medio Anual													
	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septier	Octubre	Novien	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	
Q95%	0.083	0.164	0.402	0.57	0.507	0.564	0.61	0.402	0.214	0.13		0.107	0.11
50%delQ95%	0.0415	0.082	0.201	0.285	0.2535	0.282	0.305	0.201	0.107	0.065		0.0535	0.055
Qmedioanual	1.317	1.317	1.317	1.317	1.317	1.317	1.317	1.317	1.317	1.317		1.317	1.317
10% Qma	0.1317	0.1317	0.1317	0.1317	0.1317	0.1317	0.1317	0.1317	0.1317	0.1317		0.1317	0.1317
20% Qma	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634		0.2634	0.2634
Qeco min	0.1317	0.1317	0.201	0.2634	0.2535	0.2634	0.2634	0.201	0.1317	0.1317		0.1317	0.1317
												Qec recomendado 0.2634 m3/s	
Caudal Ecológico Criterio Menor 50% del Q95%													
	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septier	Octubre	Novien	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	
Q95%	0.083	0.164	0.402	0.57	0.507	0.564	0.61	0.402	0.214	0.13		0.107	0.11
50%delQ95%	0.0415	0.082	0.201	0.285	0.2535	0.282	0.305	0.201	0.107	0.065		0.0535	0.055
Min 50%delQ95%	0.0415												
20% Qma	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634	0.2634		0.2634	0.2634
Qeco min	0.0415	0.082	0.201	0.2634	0.2535	0.2634	0.2634	0.201	0.107	0.065		0.0535	0.055
												Qec recomendado 0.2634 m3/s	

Tabla 11. Determinación Caudal Ecológico Mínimo

Fuente: Elaboración Propia

Al suponer que no hay derechos con caudal ecológico mínimo nos guiaremos por el criterio del menor 50% del Q95% y se obtiene finalmente un caudal ecológico de 0.2634 m3/s. Aproximando, y como una ventaja desde el punto de vista del diseño de obras se adoptará un Qeco mínimo igual a 0.3 m3/s.

Paso de caudal ecológico hacia aguas abajo:

- **Opción 1: Compuerta desripadora con orificio**

El paso del caudal ecológico mínimo hacia aguas abajo puede lograrse por medio de un orificio en la compuerta desripadora, de manera de que constantemente esté pasando este caudal. La limitación está en que por reglamento, el paso del caudal ecológico mínimo debe estar en lo posible libre de obstrucciones u obstáculos y, en éste caso, al igual que el caudal por este orificio entraría sedimento de fondo, obstaculizando el paso.

- **Opción 2: Canal Artificial**

En este caso, se construye artificialmente un canal natural desde aguas arriba que logre llevar el caudal ecológico hacia aguas abajo, la principal limitación en este caso radica en la geometría del cauce, los perfiles transversales demuestran un cauce muy encajonado, por lo que el movimiento de tierra para realizar esta obra implicaría en consecuencia un costo mucho mayor.

- **Opción 3: Escalera de Peces**

El método que mejor se aplicaría en éste caso sería el diseño de una escalera de peces a un costado de azud derivador. Esta obra logra el óptimo transito tanto desde aguas arriba como desde aguas abajo ya que incita al pez a saltar a través de los escalones. El costo de construcción es alto pero esta obra cumpliría con todo tipo de restricciones impuestas tanto para el paso del caudal ecológico mínimo como medidas de mitigación para la evaluación de impacto ambiental.

La única traba en este caso radica en que se debe contar con información ictológica presente en el cauce ya que existen una variedad de diseños para una escalera de peces que dependen principalmente en el tipo de peces en el estero.

ANEXO E: RESULTADOS MODELACIÓN HIDRÁULICA Y ARRASTRE DE SEDIMENTO DE FONDO.

E.1 Modelación Hidráulica en HEC-RAS sin proyecto

Analizando las características principales del cauce, y como parámetro principal tenemos la pendiente, la cual se muestra a continuación en la **Figura 24**.

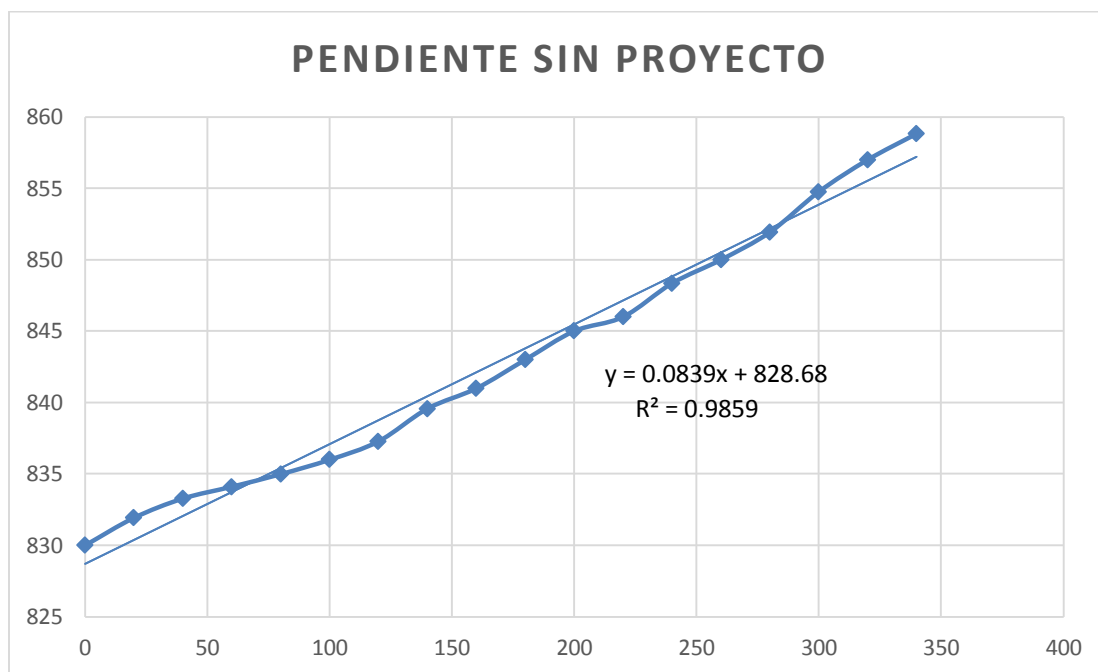


Figura 25. Pendiente para situación sin proyecto

Fuente: Elaboración Propia

Luego de determinarse la pendiente, he incorporado al programa, se realizó la modelación en flujo mixto, para los caudales con probabilidad de excedencia de 70% y 95% desde abril a marzo y para los caudales con periodo de retorno de 10, 50 y 100 años.

Dado a que la variación mensual de los caudales con probabilidad de excedencia no varía significativamente, se mostrará en este capítulo el promedio anual para Q70%, Q95% y el caudal con periodo de retorno de 100 años, Q100.

En la **Figura 25, 26 y 27** se muestra el eje hidráulico obtenido luego de realizada la modelación para el promedio anual de los caudales con probabilidad de excedencia de 70%

y 95% que corresponden a 0.62 m³/s y 0.35 m³/s respectivamente y al caudal con periodo de retorno de 100 años que corresponde a 29.9 m³/s.

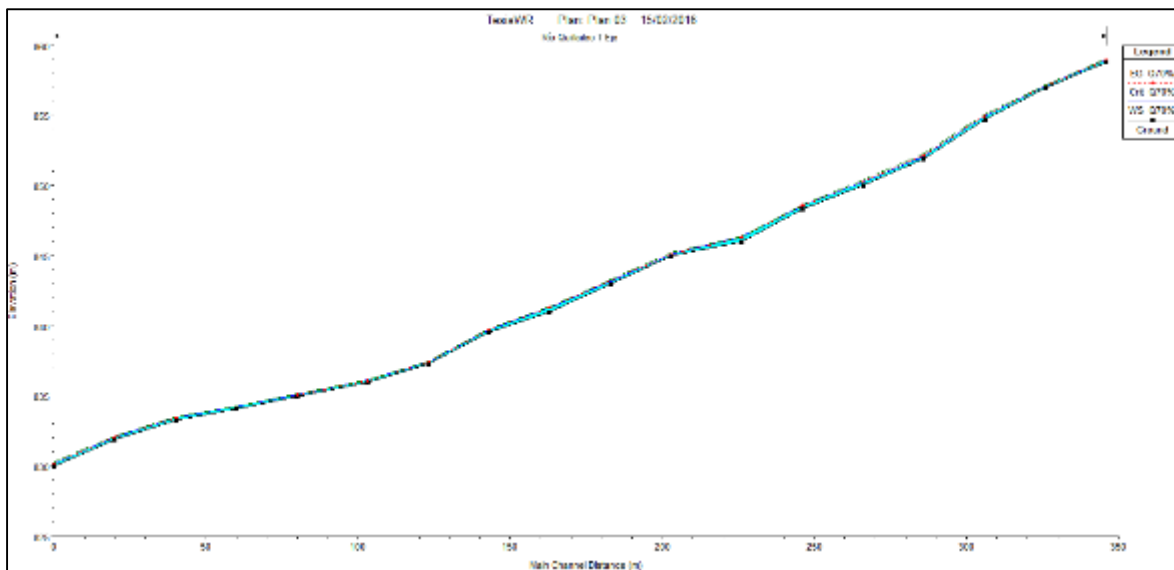


Figura 26. Eje Hidráulico Q70% Promedio Anual

Fuente: Hec-Ras

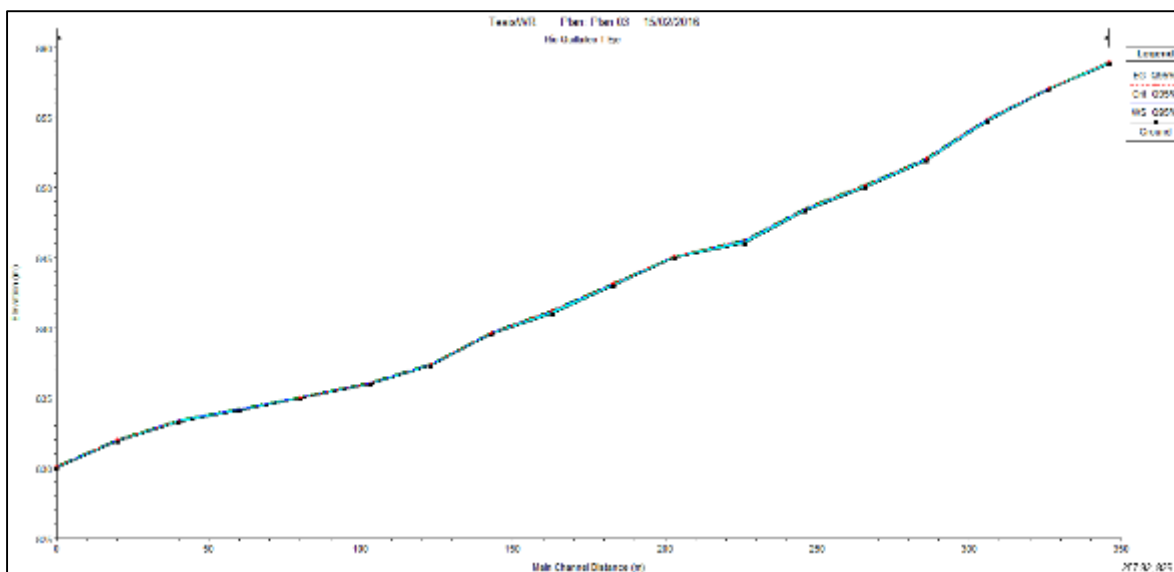


Figura 27. Eje Hidráulico Q95% Promedio Anual

Fuente: Hec-Ras

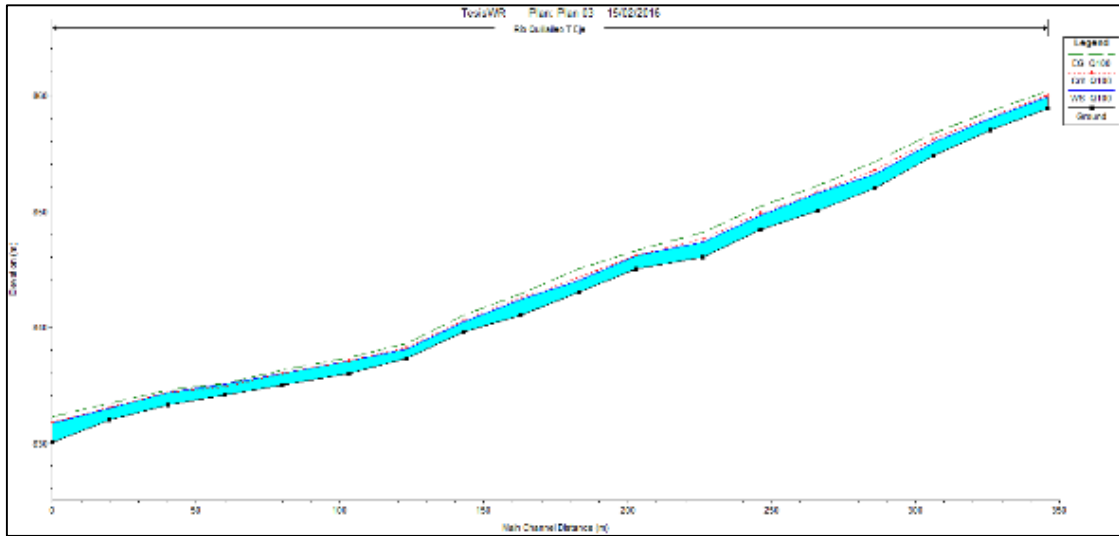


Figura 28. Eje Hidráulico Q100

Fuente: Hec-Ras

Se analizaron los parámetros de salida luego de la modelación para cada perfil, dentro de estos comparamos el número de Froude y velocidades de escurrimiento para los caudales Q70% y Q95% y Q100, los resultados se muestran en las **Figuras 28 y 29**, a continuación:

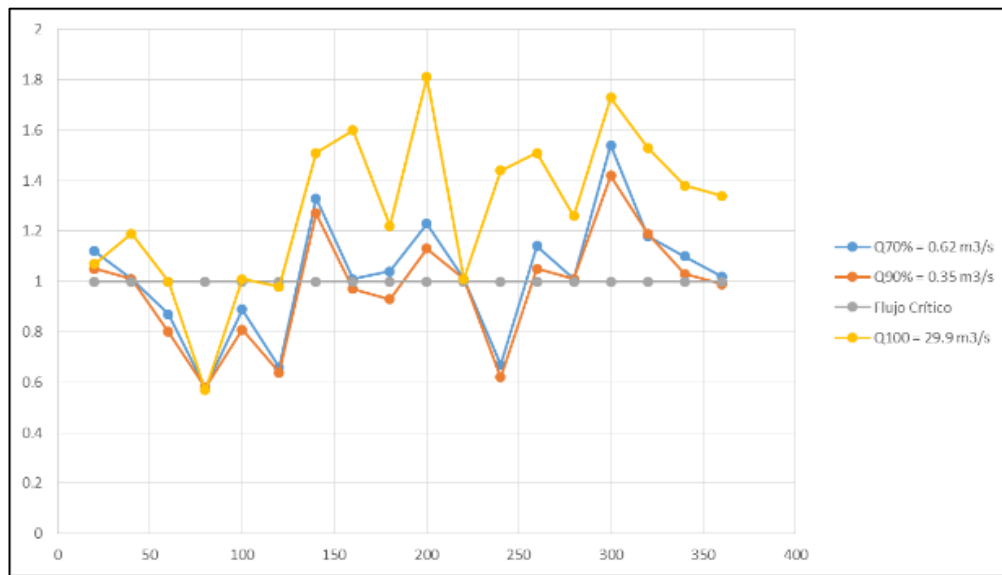


Figura 29. Variación Número de Froude por perfil transversal

Fuente: Elaboración Propia

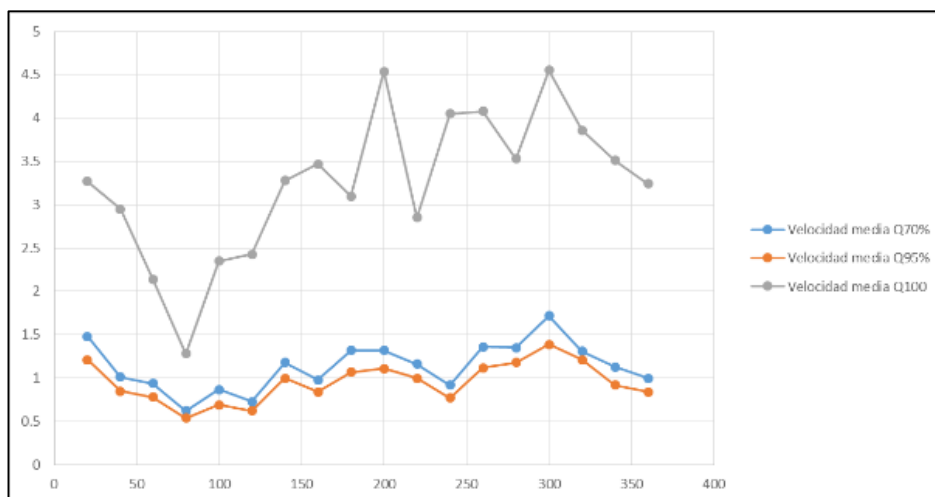


Figura 30. Variación de velocidad de escurrimiento por perfil

Fuente: Elaboración Propia

Analizando los gráficos notamos que el cauce presenta condiciones de río y torrente a lo largo de su recorrido, haciéndose mucho más notoria para los caudales con probabilidad de excedencia 70% y 95%.

Lógicamente, dado a que el caudal con periodo de retorno de 100 años es evidentemente mucho mayor debido a que corresponde a un caudal de crecida, las velocidades con ayuda de la pendiente de la línea de energía del cauce generan una condición de torrente en gran parte de su recorrido.

Si se analiza en detalle algunos de los perfiles para el caudal de crecida, se puede observar en estos que hay un aumento considerable del número de Froude y en algunos casos provocándose una transición de río a torrente entre perfiles continuos.

Este análisis nos da conocer una serie de saltos hidráulicos a lo largo del cauce, la mayoría de estos corresponden a saltos ondulares, donde el número de Froude varía entre 1 y 1.7. Para el caso del perfil 200 y 300 se supera el límite de salto ondular llegando a un salto débil.

Los antecedentes obtenidos a través del análisis de los gráficos será de mucha utilidad para la determinación de la tasa de arrastre de sedimentos y su acumulación aguas arriba del azud derivador.

E.2 Modelación Hidráulica en HEC-RAS con proyecto

Para la modelación con proyecto se definieron dos pendientes, una aguas arriba del azud o barrera y otra aguas abajo del azud, ya que la construcción de esta obra hidráulica modificará cierta parte del fondo del cauce. Las pendientes se mostrarán en la **Figura 30**.

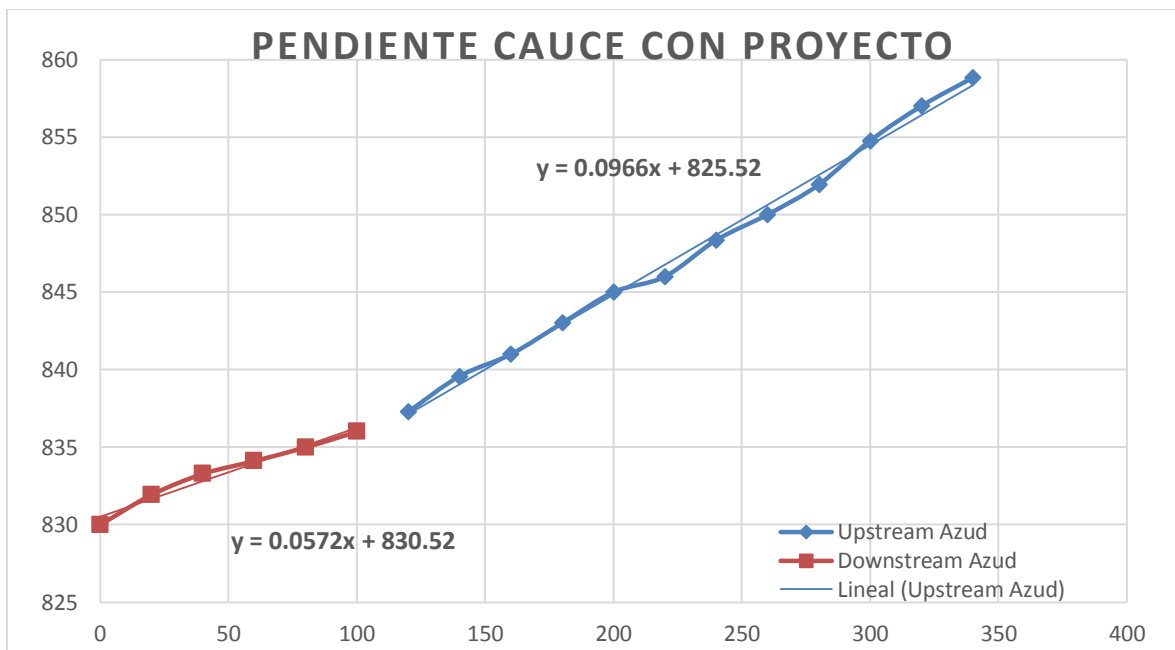


Figura 31. Pendiente cauce sin proyecto

Fuente: Elaboración Propia

Tomando en cuenta las características del cauce obtenidas de la modelación sin proyecto, el lugar donde se implementarán las obras será entre el perfil 120 y 100 debido a que justo antes se produce un salto hidráulico, lo que generará una disminución significativa de velocidad media de escurrimiento y opacará el daño a largo plazo de las obras hidráulicas.

En la **Figura 32** se muestra el modelo de la barrera implementada en el perfil transversal anteriormente mencionado simulado con el caudal centenario correspondiente a 29.9 m³/s y el cual fue utilizado como base de diseño del azud tipo vertedero.

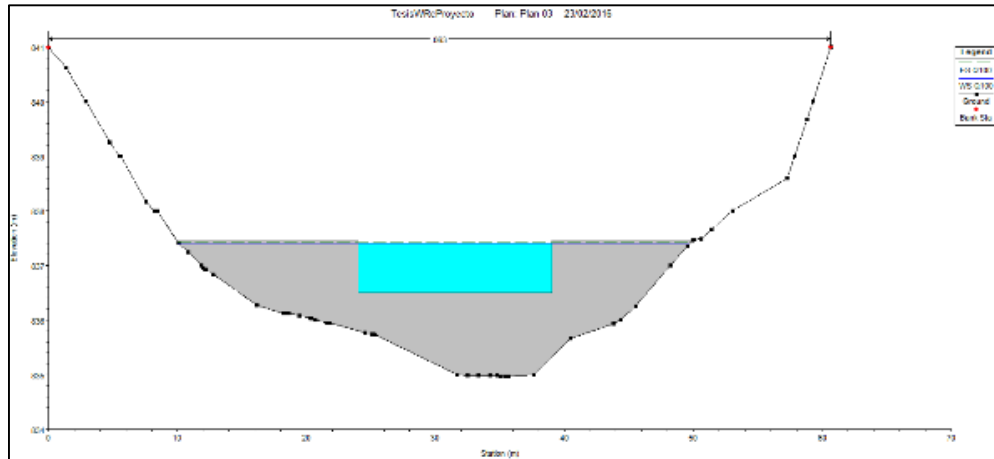


Figura 32. Modelo Barrera Ogee en perfil Transversal

Fuente: Elaboración Propia

Al igual que para el análisis de la modelación con proyecto se compararon los números de Froude para los caudales de crecida a lo largo del cauce. Dado a que los caudales no variaron pero si lo hizo la pendiente al estar la barrera en un punto los datos del número de Froude entregados por el programa variaron, sin embargo esta variación no significativa y por lo tanto el comportamiento del estero por perfil mantiene la misma tendencia que a la situación sin proyecto hasta antes de acercarse a la barrera.

A continuación, en la **Figura 33** se muestra el gráfico realizado para la comparación de los Froude por perfil.

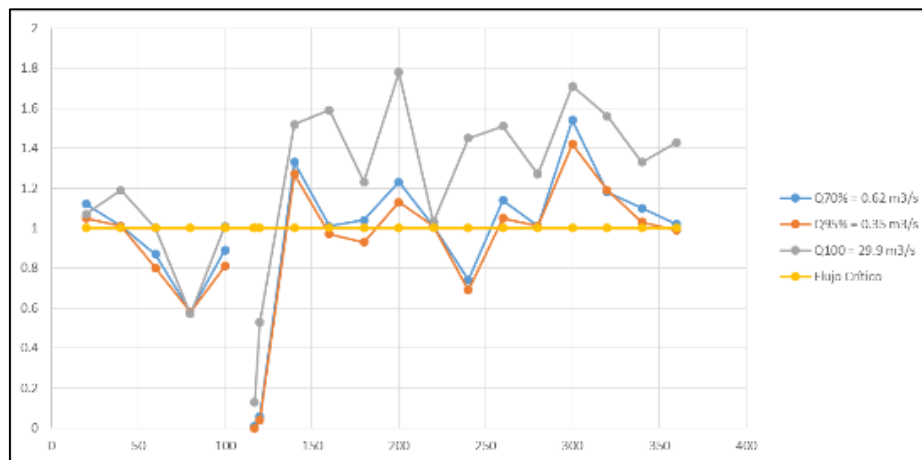


Figura 33. Variación Número de Froude por Perfil Transversal

Fuente: Elaboración Propia

El salto hidráulico producido unos metros más arriba, junto con el aumento del área, perímetro mojado y la disminución de la pendiente de la línea de energía genera una gran ventaja a medida que el flujo se acerca a la barrera, debido a que gracias a la línea de energía junto a la disminución de velocidad la obra hidráulica logrará el remanso necesario sin que la construcción sufra problemas de desgaste debido a un eventual contacto a una mayor velocidad.

En la **Figura 34** se muestra una vista en 3D del cauce en la que se presenta la estructura incorporada ya al modelo hidráulico para el caudal centenario.

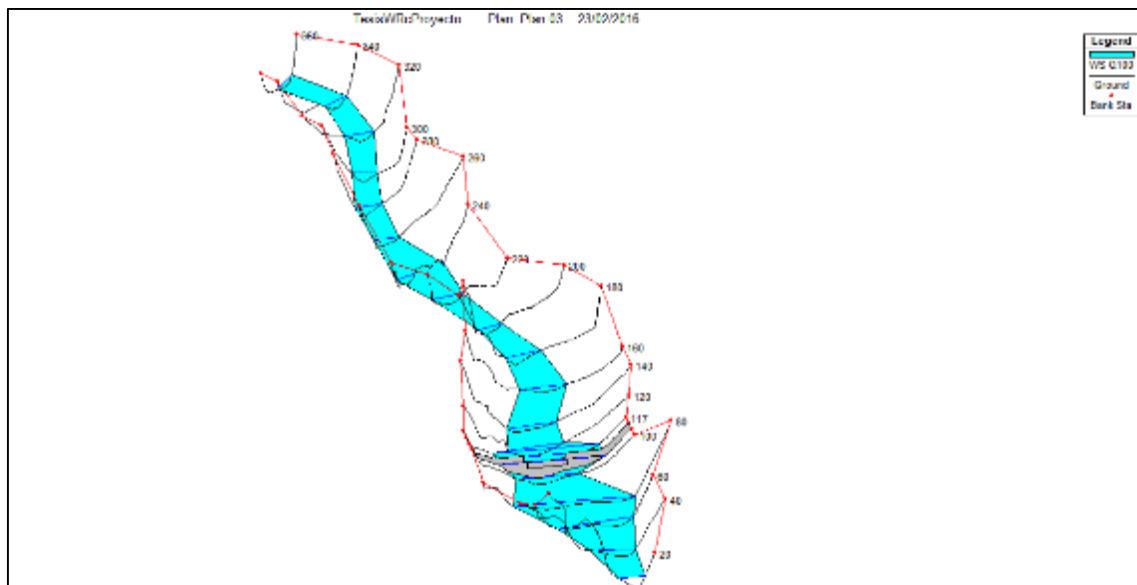


Figura 34. Vista 3D de Secciones Múltiples con Q100

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, en la **Figura 35** se muestra el eje hidráulico obtenido luego de la modelación para el caudal Q100 correspondiente a 29.9 m³/s en la que se muestra el remanso generado por la barrera.

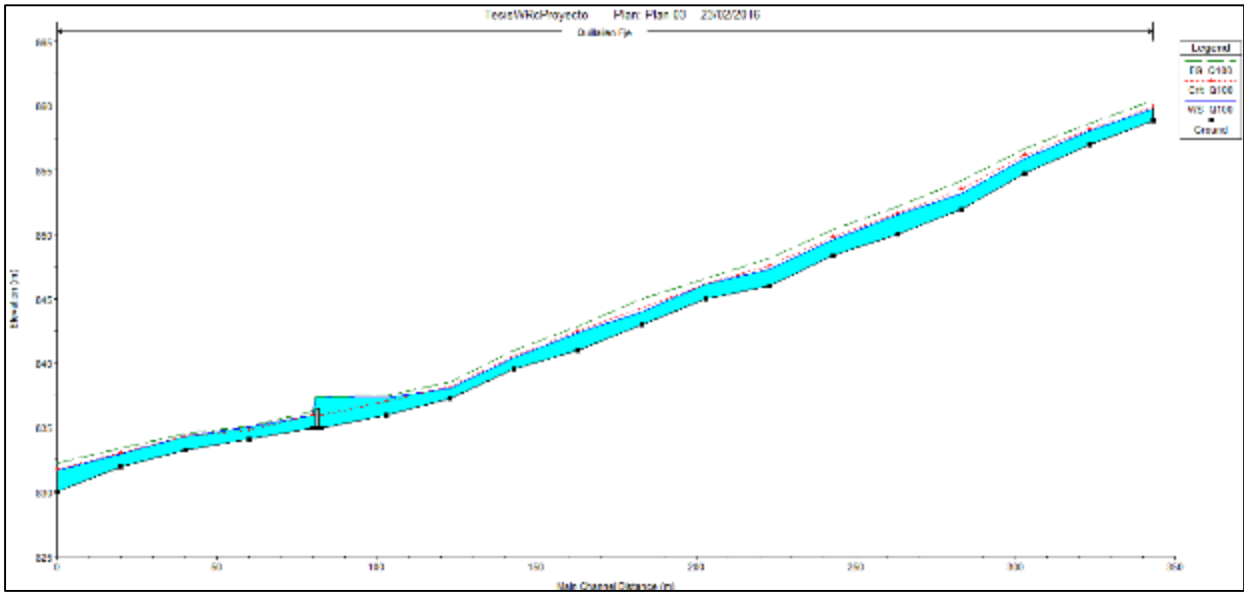


Figura 35a. Eje Hidráulico para Caudal Centenario

Fuente: Elaboración Propia

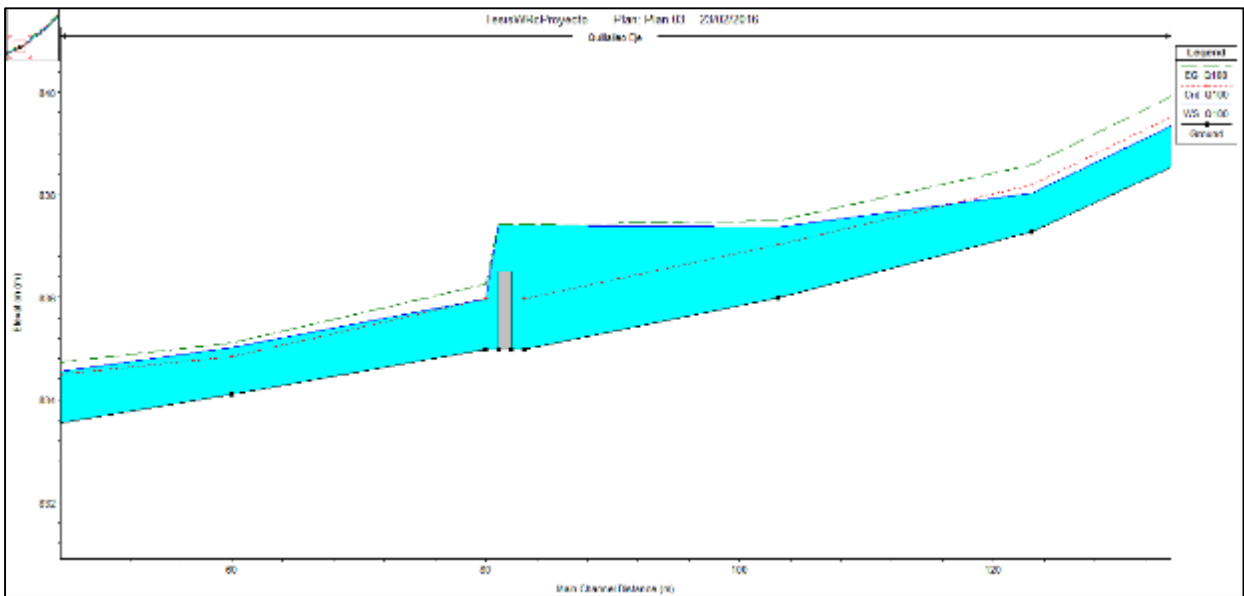


Figura 35b. Zoom Eje Hidráulico Azud

Fuente: Elaboración Propia

E.3 Arrastre de sedimento de fondo

Para la estimación del transporte de sedimento en el cauce fue necesario un estudio de mecánica de suelos con el fin de determinar los parámetros de sedimento llevados a la realidad.

El estudio consistió en un conjunto de calicatas en varios puntos con respecto al estero en la cual nos enfocaremos en la calicata más cercana a la bocatoma del estudio, aproximadamente a unos 300 metros al sur.

Los resultados de este ensayo mostraron la presencia de grava limosa pobremente graduada y formas redondeadas y angulosas a unos 2.5 metros de profundidad en un tercer estrato.

Para determinar la capacidad de transporte de sedimentos se utilizó la granulometría entregada también en el ensayo y presentada en la **Figura 35**, a continuación.

TAMIZ (ASTM)	(Nch)	% que pasa
6"	150	100
4"	100	84
3"	80	64
2 1/2"	63	59
2"	50	58
1 1/2"	40	55
1"	25	52
3/4"	20	50
3/8"	10	46
Nº4	5	41
Nº 10	2	37
Nº 40	0,5	30
Nº 200	0,08	23

Figura 36. Resultado Granulometría

Fuente: Estudio Mecánica de Suelos

Tomando en cuenta que realizaremos el análisis de capacidad de transporte basado en informes del Ministerio de Obras Publicas bajo la función Meyer-Petter & Muller se utilizó esta granulometría para realizar la curva granulométrica correspondiente, esto con el fin de encontrar los diámetros característicos necesarios para utilizar la función de transporte ya mencionada.

La **Figura 37** se muestra la curva granulométrica en la cual estarán incorporados D90 y Dm como D50 como el diámetro medio de las partículas.

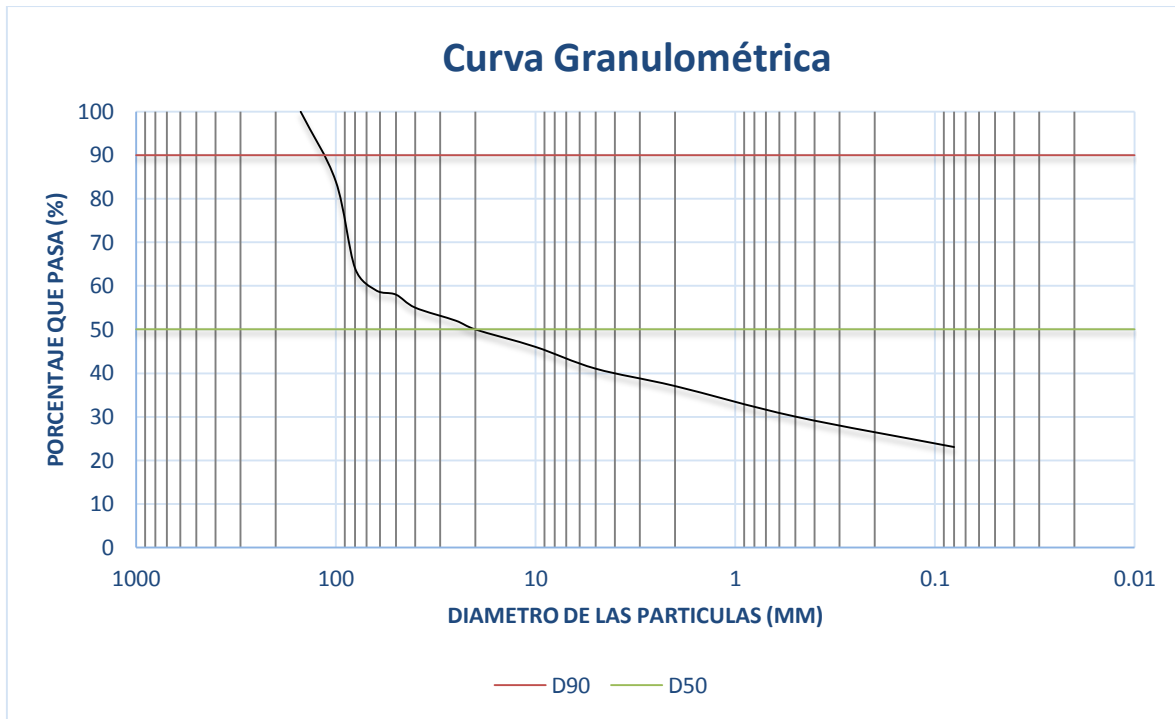


Figura 37. Curva Granulométrica

Fuente: Elaboración Propia

Se realizaron los cálculos correspondientes para el promedio anual de Q70%, Q95%, para los caudales de la curva de duración general de 1, 2 y 3.5 m³/s y para los caudales con periodo de retorno Q100, Q50 y Q10, todos solo para la situación con proyecto como estimación del escenario aguas arriba del azud derivador.

En la **Figura 38 ,39 y 40** se muestra la distribución del transporte de sedimento por perfil y para los distintos caudales, para la situación con proyecto.

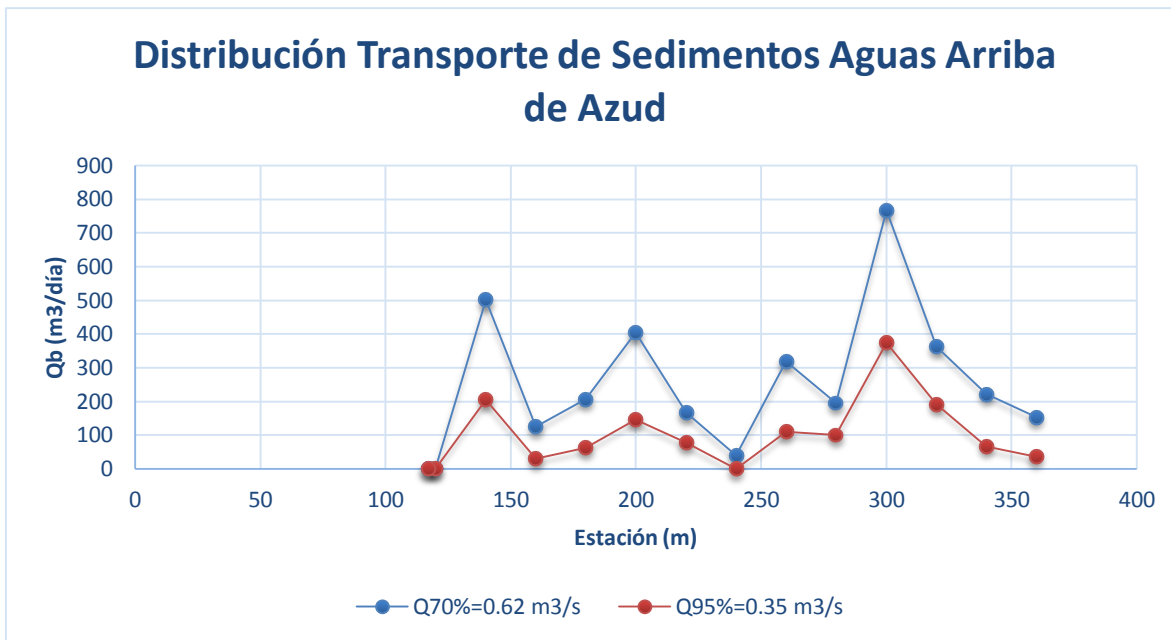


Figura 38. Transporte de Sedimentos Aguas Arriba de Azud

Fuente: Elaboración Propia

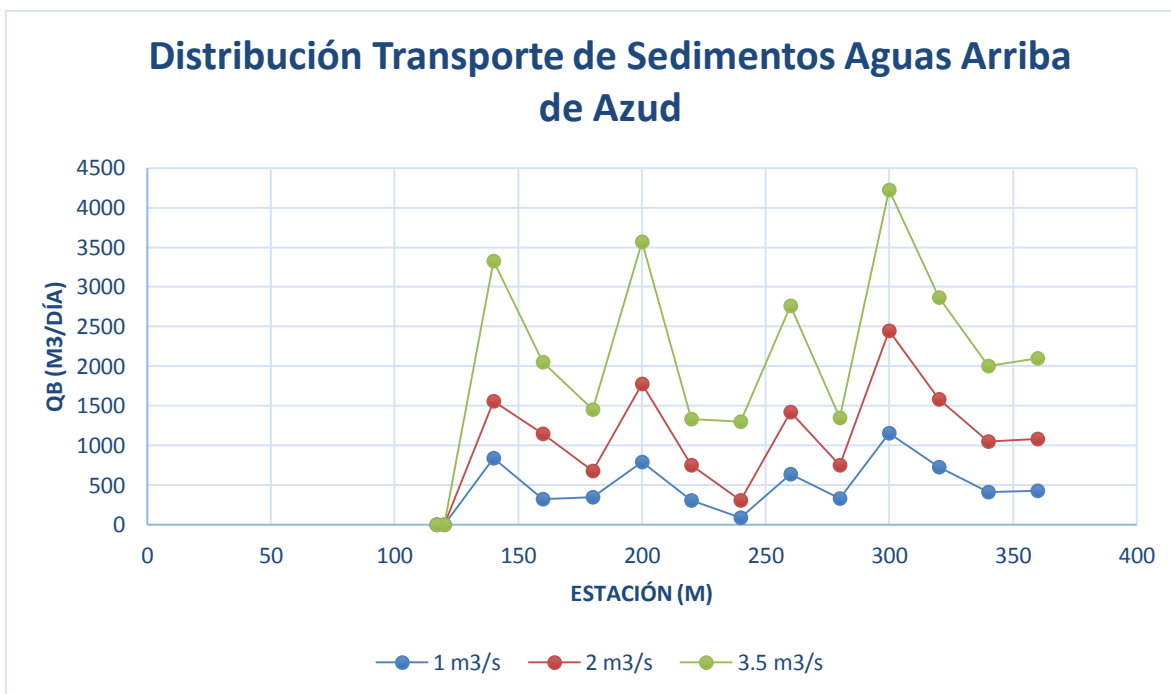


Figura 39. Transporte de Sedimentos Aguas Arriba de Azud

Fuente: Elaboración Propia

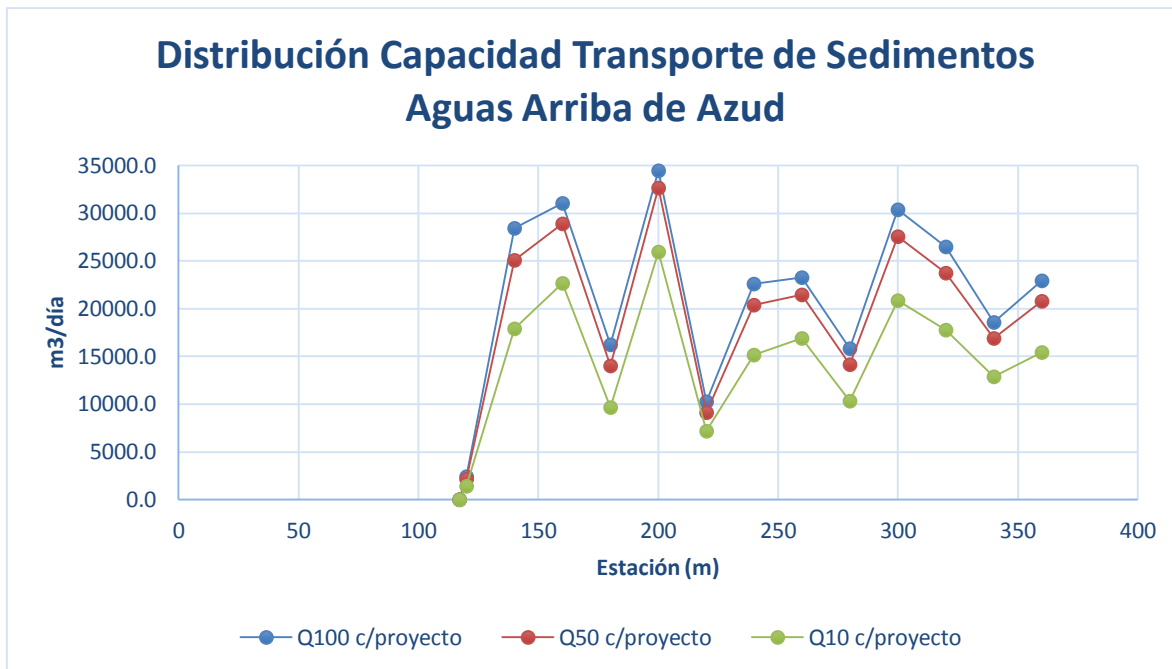


Figura 40. Transporte de sedimentos Aguas Arriba del Azud

Fuente: Elaboración Propia

De los gráficos podemos inferir que la distribución del transporte de sedimentos a lo largo del estero no sigue una línea de tendencia, al contrario, presenta una distribución heterogénea, con valores alternados a través de los perfiles.

La respuesta a esto radica principalmente en la pendiente de la línea de energía a través del estero. Uno tendería a pensar que a lo largo del estero el arrastre se iría acumulando de un perfil a otro pero se aprecia lo contrario, entre perfiles continuos puede notarse un aumento de gasto sólido y viceversa.

La **Figura 41**, muestra el comportamiento de la pendiente de línea de energía a lo largo del estero en las cuales se aprecia que cada 60 metros aproximadamente se producen los mayores arrastres, y los perfil que lo sigue aguas abajo presentan un descenso importante.

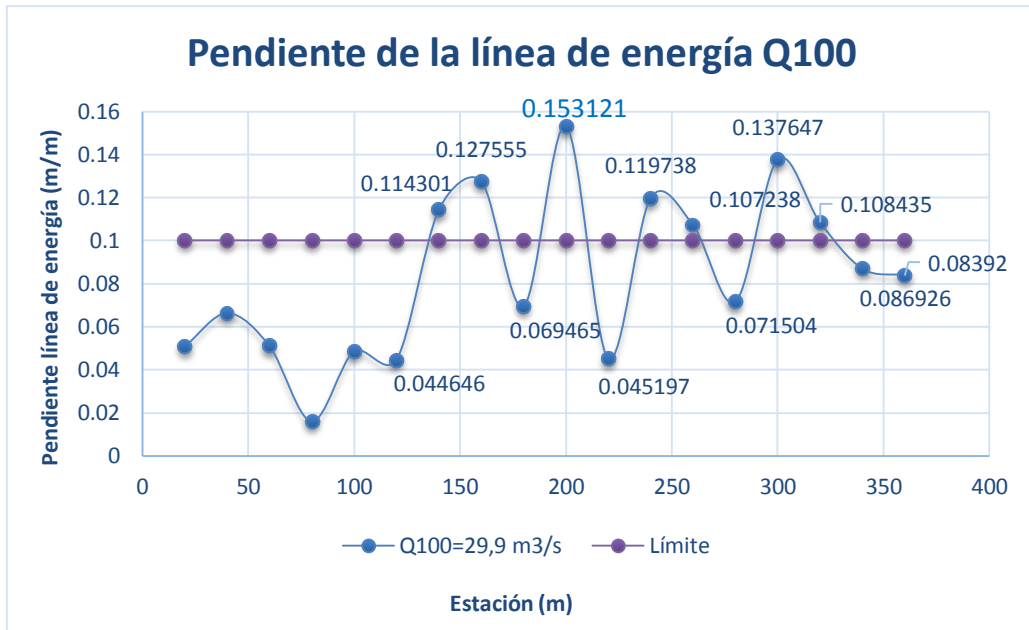


Figura 41. Pendiente Línea de Energía Estero Quillaileo

Fuente: Elaboración Propia

Se asume entonces que a través del estero se generan procesos de depósito a lo largo del cauce que se explican con la variación drástica de la línea de energía que influye directamente en el parámetro de Shields τ^* que es el condicionante para el inicio del movimiento de fondo del lecho.

Finalmente se adoptará como la máxima capacidad de arrastre de sedimento de fondo del cauce el promedio de la distribución del arrastre para cada caudal en estudio y se presenta en la **Tabla 12**, a continuación:

	Caudal (m3/s)		Qb Adoptado (m3/día)
	Probabilidad de Excedencia	Q70%	0.62
Q95%		0.35	101
Curva Duracion General	Q40%	1	456
	Q8%	2	1039
	Q0%	3.5	2024
Periodos de Retorno	Q100	29.9	20202
	Q50	26.8	18360
	Q10	19.6	13864

Tabla 12. Capacidad de Arrastre de Sedimentos Adoptado por Caudal

Fuente: Elaboración Propia

E.3.1 Transporte de sedimentos para Caudales con Periodo de Retorno

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos en metros cúbicos por día del arrastre de sedimentos para cada perfil para los caudales con periodo de retorno de 10, 50 y 100 años y junto con ellos el promedio de los mismos.

E.3.1.1 Situación con Proyecto

Tabla 13. Capacidad de transporte de sedimentos para Q100

Reach	River Sta	Profile	Q	B	Amojada	Perimetro Moj	Rh	J	V	Coef Rizado			Shields	Qb	Qb	Qb	Toneladas	Datos	
			(m3/s)	(m)	(m2)	(m)	(m)	(m/s)	n'	n	u	(m2/s/m)	(m3/s)	(m3/día)	(ton/día)	D90 (mm)	Densidad	Gravedad	
Quillaileo	360	Q100	29.9	15.03	8.76	15.22	0.5756	0.0966	3.41	0.0278	0.0631	0.2923	1.6855	0.0176	0.265	22902	40490	0.142	1.65
Quillaileo	340	Q100	29.9	12.99	8.75	13.22	0.6619	0.0805	3.42	0.0278	0.0630	0.2929	1.6139	0.0166	0.215	18590	32867	9.8	
Quillaileo	320	Q100	29.9	11.83	7.61	12.11	0.6284	0.1137	3.93	0.0278	0.0630	0.2931	2.1655	0.0259	0.306	26454	46770		
Quillaileo	300	Q100	29.9	9.33	6.63	9.74	0.6807	0.1345	4.51	0.0278	0.0629	0.2933	2.7744	0.0377	0.351	30360	53677		
Quillaileo	280	Q100	29.9	10.64	8.44	11.15	0.7570	0.0722	3.54	0.0278	0.0631	0.2925	1.6565	0.0172	0.183	15807	27947		
Quillaileo	260	Q100	29.9	9.86	7.34	10.53	0.6971	0.1066	4.07	0.0278	0.0631	0.2924	2.2512	0.0273	0.270	23291	41179		
Quillaileo	240	Q100	29.9	9.18	7.36	11.63	0.6328	0.1204	4.06	0.0278	0.0630	0.2929	2.3081	0.0285	0.261	22578	39917		
Quillaileo	220	Q100	29.9	12.91	10.36	13.46	0.7697	0.0469	2.89	0.0278	0.0629	0.2933	1.0935	0.0092	0.119	10256	18133		
Quillaileo	200	Q100	29.9	10.3	6.66	10.58	0.6295	0.1483	4.49	0.0278	0.0630	0.2929	2.8288	0.0387	0.398	34425	60864		
Quillaileo	180	Q100	29.9	14.79	9.6	15.12	0.6349	0.0704	3.11	0.0278	0.0630	0.2925	1.3553	0.0127	0.188	16213	28665		
Quillaileo	160	Q100	29.9	17.95	8.66	18.05	0.4798	0.1261	3.45	0.0278	0.0631	0.2922	1.8338	0.0200	0.360	31063	54920		
Quillaileo	140	Q100	29.9	18.94	9.09	19.05	0.4772	0.1153	3.29	0.0278	0.0630	0.2927	1.6666	0.0174	0.329	28439	50280		
Quillaileo	120	Q100	29.9	21.92	19.12	22.25	0.8593	0.0119	1.56	0.0278	0.0632	0.2917	0.3095	0.0013	0.028	2453	4337		
Quillaileo	117	Q100	29.9	39.63	60.04	40.07	1.4984	0.0006	0.5	0.0278	0.0627	0.2946	0.0261	0.0000	0.000	0	0		
Quillaileo	AZUD																		
Quillaileo	100	Q100	19.6	23.05	12.73	23.19	0.5489	0.0487	2.35	0.0278	0.0629	0.2933	0.8094	0.0058	0.134	11568	20452		
Quillaileo	80	Q100	19.6	45.56	23.28	45.66	0.5099	0.0161	1.28	0.0278	0.0632	0.2913	0.2484	0.0009	0.041	3584	6337		
Quillaileo	60	Q100	19.6	29.99	13.95	30.17	0.4624	0.0510	2.14	0.0278	0.0631	0.2921	0.7146	0.0048	0.143	12358	21848		
Quillaileo	40	Q100	19.6	16.23	10.13	16.5	0.6139	0.0663	2.95	0.0278	0.0630	0.2926	1.2325	0.0110	0.178	15411	27247		
Quillaileo	20	Q100	19.6	9.6	9.14	10.46	0.8738	0.0508	3.27	0.0278	0.0630	0.2929	1.3449	0.0126	0.121	10420	18423		
															Promedio Aguas Arriba	20202	35718		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 14. Capacidad de transporte de sedimentos para Q50

Reach	River Sta	Profile	Q	B	Amojada	Perimetro Moj	Rh	J	V	Coef Rizado			Shields	Qb	Qb	Qb	Toneladas	Datos		
			(m3/s)	(m)	(m2)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	n'	n	u	(m2/s/m)	(m3/s)	(m3/día)	(ton/día)	D90 (mm)			
Quillaileo	360	Q50	26.8	14.51	8.08	14.68	0.5504	0.0967	3.32	0.0278	0.0629	0.2935	1.6123	0.0166	0.241	20808	36789	Densidad	0.142	
Quillaileo	340	Q50	26.8	12.61	8.07	12.82	0.6295	0.0811	3.32	0.0278	0.0630	0.2928	1.5467	0.0155	0.196	16918	29911	Gravedad	1.65	
Quillaileo	320	Q50	26.8	11.27	7	11.53	0.6071	0.1134	3.83	0.0278	0.0630	0.2925	2.0865	0.0244	0.275	23747	41985		9.8	
Quillaileo	300	Q50	26.8	8.75	6.04	9.14	0.6608	0.1356	4.44	0.0278	0.0629	0.2933	2.7157	0.0365	0.319	27568	48740			
Quillaileo	280	Q50	26.8	10.21	7.79	10.7	0.7280	0.0718	3.44	0.0278	0.0630	0.2927	1.5830	0.0161	0.164	14178	25066			
Quillaileo	260	Q50	26.8	9.56	6.75	10.19	0.6624	0.1082	3.97	0.0278	0.0630	0.2930	2.1727	0.0260	0.248	21470	37958			
Quillaileo	240	Q50	26.8	8.86	6.79	11.1	0.6117	0.1192	3.95	0.0278	0.0630	0.2928	2.2104	0.0267	0.236	20404	36075			
Quillaileo	220	Q50	26.8	12.77	9.69	13.26	0.7308	0.0461	2.77	0.0278	0.0629	0.2936	1.0208	0.0083	0.106	9149	16176			
Quillaileo	200	Q50	26.8	10.01	6.08	10.26	0.5926	0.1552	4.41	0.0278	0.0630	0.2927	2.7863	0.0378	0.378	32676	57770			
Quillaileo	180	Q50	26.8	14.17	8.95	14.5	0.6172	0.0676	2.99	0.0278	0.0631	0.2924	1.2653	0.0114	0.162	13985	24725			
Quillaileo	160	Q50	26.8	17.09	7.88	17.18	0.4587	0.1297	3.4	0.0278	0.0630	0.2928	1.8030	0.0196	0.335	28917	51124			
Quillaileo	140	Q50	26.8	18.47	8.48	18.57	0.4567	0.1127	3.16	0.0278	0.0630	0.2929	1.5593	0.0157	0.290	25089	44358			
Quillaileo	120	Q50	26.8	21.58	17.98	21.88	0.8218	0.0115	1.49	0.0278	0.0631	0.2925	0.2855	0.0011	0.025	2135	3774			
Quillaileo	117	Q50	26.8	39.18	57.81	39.6	1.4598	0.0005	0.46	0.0278	0.0635	0.2895	0.0228	0.0000	0.000	0	0			
Quillaileo	AZUD																			
Quillaileo	100	Q50	26.8	21.65	11.6	21.78	0.5326	0.0491	2.31	0.0278	0.0630	0.2927	0.7922	0.0056	0.121	10480	18529			
Quillaileo	80	Q50	26.8	44.78	21.56	44.87	0.4805	0.0163	1.24	0.0278	0.0632	0.2918	0.2372	0.0008	0.038	3281	5801			
Quillaileo	60	Q50	26.8	29.44	12.9	29.61	0.4357	0.0519	2.08	0.0278	0.0629	0.2933	0.6849	0.0045	0.132	11437	20221			
Quillaileo	40	Q50	26.8	15.41	9.24	15.67	0.5897	0.0676	2.9	0.0278	0.0630	0.2925	1.2081	0.0107	0.164	14182	25074			
Quillaileo	20	Q50	26.8	9.18	8.32	10	0.8320	0.0526	3.22	0.0278	0.0630	0.2929	1.3251	0.0123	0.113	9747	17232			
																Promedio Aguas Arriba	18360	32461		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 15. Capacidad de transporte de sedimentos para Q10

Reach	River Sta	Profile	Q	B	Amojada	Perimetro Moj	Rh	J	V	Coef Rizado			Shields	Qb	Qb	Qb	Toneladas	Datos		
			(m3/s)	(m)	(m2)	(m)	(m)		(m/s)	n'	n	u	(m2/s/m)	m3/s	m3/día	ton/día	D90 (mm)			
Quillaileo	360	Q10	19.6	13.14	6.44	13.29	0.4846	0.0967	3.04	0.0278	0.0631	0.2922	1.4194	0.0136	0.178	15422	27265	Densidad	0.142	
Quillaileo	340	Q10	19.6	11.39	6.39	11.57	0.5523	0.0825	3.07	0.0278	0.0630	0.2930	1.3802	0.0131	0.149	12871	22755	Gravedad	1.65	
Quillaileo	320	Q10	19.6	10	5.52	10.24	0.5391	0.1141	3.55	0.0278	0.0630	0.2926	1.8646	0.0206	0.206	17781	31436		9.8	
Quillaileo	300	Q10	19.6	7.45	4.67	7.8	0.5987	0.1383	4.2	0.0278	0.0629	0.2935	2.5090	0.0324	0.241	20850	36863			
Quillaileo	280	Q10	19.6	9.09	6.21	9.51	0.6530	0.0699	3.16	0.0278	0.0630	0.2930	1.3831	0.0131	0.119	10303	18215			
Quillaileo	260	Q10	19.6	8.83	5.34	9.38	0.5693	0.1135	3.67	0.0278	0.0630	0.2925	1.9575	0.0221	0.196	16892	29866			
Quillaileo	240	Q10	19.6	8.1	5.41	9.77	0.5537	0.1148	3.63	0.0278	0.0630	0.2931	1.9271	0.0217	0.176	15184	26846			
Quillaileo	220	Q10	19.6	12.25	7.79	12.6	0.6183	0.0477	2.52	0.0278	0.0629	0.2938	0.8928	0.0068	0.083	7158	12656			
Quillaileo	200	Q10	19.6	9.34	4.81	9.54	0.5042	0.1639	4.07	0.0278	0.0630	0.2928	2.5037	0.0322	0.300	25954	45886			
Quillaileo	180	Q10	19.6	12.4	7.19	12.7	0.5661	0.0629	2.73	0.0278	0.0629	0.2937	1.0793	0.0090	0.112	9674	17104			
Quillaileo	160	Q10	19.6	14.98	6.1	15.05	0.4053	0.1368	3.21	0.0278	0.0631	0.2921	1.6799	0.0175	0.263	22694	40122			
Quillaileo	140	Q10	19.6	17.51	6.98	17.59	0.3968	0.1076	2.81	0.0278	0.0630	0.2926	1.2935	0.0118	0.207	17891	31632			
Quillaileo	120	Q10	19.6	20.69	15.07	20.92	0.7204	0.0104	1.3	0.0278	0.0630	0.2927	0.2268	0.0008	0.016	1418	2506			
Quillaileo	117	Q10	19.6	37.99	52.13	38.38	1.3583	0.0004	0.38	0.0278	0.0623	0.2975	0.0154	0.0000	0.000	0	0			
Quillaileo	AZUD																			
Quillaileo	100	Q10	19.6	17.67	8.81	17.79	0.4952	0.0501	2.22	0.0278	0.0631	0.2923	0.7511	0.0052	0.091	7866	13906			
Quillaileo	80	Q10	19.6	40.9	17.13	40.97	0.4181	0.0166	1.14	0.0278	0.0632	0.2913	0.2105	0.0007	0.029	2463	4355			
Quillaileo	60	Q10	19.6	23.65	9.74	23.79	0.4094	0.0529	2.01	0.0278	0.0631	0.2920	0.6569	0.0042	0.099	8557	15129			
Quillaileo	40	Q10	19.6	13.48	7.07	13.69	0.5164	0.0737	2.77	0.0278	0.0631	0.2923	1.1532	0.0099	0.134	11546	20412			
Quillaileo	20	Q10	19.6	8.12	6.45	8.83	0.7305	0.0557	3.04	0.0278	0.0630	0.2929	1.2335	0.0110	0.089	7732	13670			
																		Promedio Aguas Arriba	13864	24511.0

Fuente: Elaboración Propia

E.3.2 Transporte de sedimentos para Caudales con Probabilidad de Excedencia.

Se muestran los resultados obtenidos para el promedio anual de los caudales con probabilidad de excedencia de 70% y 95%, se analizaron estos caudales para cumplir hasta cierto punto con los requerimientos impuestos por la dirección de obras hidráulicas para la extracción mecanizada de áridos desde cauces naturales para las dos situaciones.

E.3.2.1 Situación con Proyecto

Tabla 16. Capacidad de transporte de sedimentos para Q70%

Reach	River Sta	Profile	Q prom anual (m3/s)	B (m)	Amojada (m2)	Perimetro Moj (m)	Rh (m)	J	V (m/s)	Coef Rizado			Shields	Qb (m3/s/m)	Qb (m3/s)	Qb (m3/día)	Toneladas (Ton/día)	Datos	
										n'	n	u						D90 (mm)	
Quillailero	360	Q70%	0.62	6.27	0.62	6.29	0.099	0.096613	1	0.0278	0.0663	0.2711	0.289	0.00029	0.00179	155	273	Densidad	0.142
Quillailero	340	Q70%	0.62	5.14	0.55	5.17	0.106	0.09062	1.13	0.0278	0.0598	0.3165	0.292	0.00050	0.00258	223	394	Gravedad	1.65
Quillailero	320	Q70%	0.62	3.77	0.47	3.83	0.123	0.122261	1.31	0.0278	0.0659	0.2736	0.455	0.00111	0.00420	363	642		
Quillailero	300	Q70%	0.62	2.83	0.36	2.87	0.125	0.163814	1.72	0.0278	0.0590	0.3234	0.623	0.00314	0.00888	767	1357		
Quillailero	280	Q70%	0.62	2.57	0.46	2.66	0.173	0.070296	1.35	0.0278	0.0610	0.3076	0.368	0.00088	0.00227	196	347		
Quillailero	260	Q70%	0.62	3.12	0.46	3.23	0.142	0.107621	1.36	0.0278	0.0658	0.2744	0.464	0.00118	0.00368	318	563		
Quillailero	240	Q70%	0.62	3.27	0.62	3.74	0.166	0.046878	1.01	0.0278	0.0647	0.2814	0.235	0.00014	0.00045	39	69		
Quillailero	220	Q70%	0.62	3.95	0.53	4.03	0.132	0.075594	1.16	0.0278	0.0613	0.3051	0.301	0.00049	0.00195	168	297		
Quillailero	200	Q70%	0.62	3.98	0.47	4.01	0.117	0.12761	1.32	0.0278	0.0648	0.2806	0.453	0.00117	0.00468	404	714		
Quillailero	180	Q70%	0.62	2.85	0.47	2.92	0.161	0.074753	1.32	0.0278	0.0613	0.3052	0.365	0.00084	0.00240	208	367		
Quillailero	160	Q70%	0.62	6.51	0.63	6.52	0.097	0.084543	0.98	0.0278	0.0625	0.2965	0.248	0.00022	0.00145	125	221		
Quillailero	140	Q70%	0.62	6.44	0.52	6.45	0.081	0.162348	1.18	0.0278	0.0637	0.2878	0.397	0.00090	0.00580	501	886		
Quillailero	120	Q70%	0.62	12.96	4.97	13.04	0.381	0.000378	0.12	0.0278	0.0852	0.1863	0.004	0.00000	0.00000	0	0		
Quillailero	117	Q70%	0.62	32.41	30.11	32.66	0.922	0.000003	0.02	0.0278	0.0820	0.1971	0.000	0.00000	0.00000	0	0		
Quillailero	AZUD																		
Quillailero	100	Q70%	0.62	7.2	0.71	7.21	0.098	0.072223	0.87	0.0278	0.0659	0.2739	0.216	0.00007	0.00049	42	75		
Quillailero	80	Q70%	0.62	8.84	1	8.85	0.113	0.025942	0.62	0.0278	0.0607	0.3095	0.089	#!NUM!	0.00000	0	0		
Quillailero	60	Q70%	0.62	5.41	0.66	5.43	0.122	0.063957	0.94	0.0278	0.0660	0.2730	0.236	0.00012	0.00064	55	97		
Quillailero	40	Q70%	0.62	6.07	0.62	6.09	0.102	0.078163	1.01	0.0278	0.0604	0.3123	0.241	0.00025	0.00150	129	228		
Quillailero	20	Q70%	0.62	2.39	0.42	2.53	0.166	0.099869	1.48	0.0278	0.0645	0.2827	0.502	0.00152	0.00362	313	553		
															Promedio Aguas arriba	248	438		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 17. Capacidad de transporte de sedimentos para Q95%

Reach	River Sta	Profile	Q prom. Anual (m3/s)	B (m)	Amojada (m2)	Perimetro Moj (m)	Rh (m)	J	V (m/s)	Coef Rizado			Shields	Qb (m3/s/m)	Qb (m3/s)	Qb (m3/día)	Toneladas (Ton/día)	Datos	
										n'	n	u						D90 (mm)	Densidad
Quillaielo	360	Q95%	0.35	5.82	0.42	5.84	0.072	0.093122	0.84	0.0278	0.0628	0.2940	0.203	0.00007	0.00043	37	66	0.142	1.65
Quillaielo	340	Q95%	0.35	4.69	0.38	4.71	0.081	0.095115	0.92	0.0278	0.0626	0.2957	0.233	0.00017	0.00078	67	119	9.8	
Quillaielo	320	Q95%	0.35	2.73	0.29	2.78	0.104	0.118899	1.21	0.0278	0.0631	0.2918	0.376	0.00081	0.00222	191	339		
Quillaielo	300	Q95%	0.35	2.59	0.25	2.62	0.095	0.173462	1.39	0.0278	0.0626	0.2959	0.502	0.00167	0.00433	374	661		
Quillaielo	280	Q95%	0.35	2.12	0.3	2.19	0.137	0.079606	1.18	0.0278	0.0635	0.2891	0.330	0.00055	0.00117	101	179		
Quillaielo	260	Q95%	0.35	2.66	0.31	2.74	0.113	0.091139	1.12	0.0278	0.0631	0.2924	0.312	0.00048	0.00129	111	197		
Quillaielo	240	Q95%	0.35	2.72	0.42	3.08	0.136	0.040707	0.84	0.0278	0.0636	0.2885	0.168	0.00000	0.00001	1	1		
Quillaielo	220	Q95%	0.35	3.51	0.35	3.56	0.098	0.087286	1	0.0278	0.0629	0.2933	0.260	0.00026	0.00091	79	139		
Quillaielo	200	Q95%	0.35	3.22	0.32	3.24	0.099	0.107838	1.11	0.0278	0.0632	0.2913	0.323	0.00053	0.00170	147	260		
Quillaielo	180	Q95%	0.35	2.41	0.33	2.47	0.134	0.068037	1.07	0.0278	0.0637	0.2879	0.275	0.00030	0.00072	63	111		
Quillaielo	160	Q95%	0.35	5.54	0.42	5.55	0.076	0.087061	0.84	0.0278	0.0628	0.2939	0.200	0.00007	0.00036	31	55		
Quillaielo	140	Q95%	0.35	5.47	0.35	5.48	0.064	0.156779	1	0.0278	0.0633	0.2910	0.303	0.00043	0.00237	205	363		
Quillaielo	120	Q95%	0.35	12.6	4.63	12.67	0.365	0.000087	0.08	0.0278	0.0596	0.3183	0.001	0.000	0.00000	0	0		
Quillaielo	117	Q95%	0.35	32.16	29.24	32.4	0.902	0.000001	0.01	0.0278	0.0934	0.1622	0.000	0.000	0.00000	0	0		
Quillaielo	AZUD																		
Quillaielo	100	Q95%	0.35	6.82	0.51	6.83	0.075	0.060281	0.69	0.0278	0.0631	0.2921	0.136	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaielo	80	Q95%	0.35	7.4	0.65	7.41	0.088	0.030066	0.54	0.0278	0.0634	0.2901	0.080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaielo	60	Q95%	0.35	4.52	0.45	4.54	0.099	0.053757	0.78	0.0278	0.0637	0.2883	0.161	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaielo	40	Q95%	0.35	5.71	0.41	5.72	0.072	0.095074	0.85	0.0278	0.0626	0.2957	0.207	0.00009	0.00049	43	75		
Quillaielo	20	Q95%	0.35	2.14	0.29	2.24	0.129	0.089063	1.21	0.0278	0.0631	0.2920	0.349	0.00067	0.00143	123	218		
															Promedio Aguas Arriba	101	178		

Fuente: Elaboración Propia

E.3.3 Transporte de sedimentos para Caudales con Probabilidad de Excedencia de la Curva de Duración General

Se muestran los resultados obtenidos para los caudales de la curva de duración general, con probabilidad de excedencia de 40%, 8% y 0% para notar la variación del arrastre en comparación con caudales con probabilidad de excedencia mayor.

Tabla 18. Capacidad de transporte de Sedimentos para Q40% Curva Duración General

Reach	River Sta	Profile	Q	B	Amojada	Perimetro Moj	Rh	J	V	Coef Rizado			Shields	Qb	Qb	Qb	Toneladas	Datos	
			(m3/s)	(m)	(m2)	(m)	(m)	(m/s)	n'	n	u	(m3/s/m)	(m3/s)	(m3/día)	(Ton/día)	D90 (mm)			
Quillaileo	360	Q1m3/s	1	6.55	0.82	6.59	0.124	0.096692	1.23	0.0278	0.0630	0.2928	0.365	0.00076	0.00495	428	756	Densidad	1.65
Quillaileo	340	Q1m3/s	1	5.62	0.78	5.65	0.138	0.090501	1.28	0.0278	0.0628	0.2944	0.379	0.00085	0.00476	411	727	Gravedad	9.8
Quillaileo	320	Q1m3/s	1	4.19	0.64	4.26	0.150	0.121845	1.56	0.0278	0.0632	0.2912	0.555	0.00201	0.00840	726	1284		
Quillaileo	300	Q1m3/s	1	3.15	0.52	3.21	0.162	0.163602	1.91	0.0278	0.0629	0.2933	0.803	0.00424	0.01335	1153	2039		
Quillaileo	280	Q1m3/s	1	3.03	0.67	3.15	0.213	0.068918	1.49	0.0278	0.0628	0.2944	0.444	0.00125	0.00380	328	581		
Quillaileo	260	Q1m3/s	1	3.59	0.62	3.73	0.166	0.110611	1.6	0.0278	0.0628	0.2939	0.557	0.00206	0.00741	640	1132		
Quillaileo	240	Q1m3/s	1	4.78	0.93	5.38	0.173	0.047478	1.07	0.0278	0.0632	0.2915	0.249	0.00021	0.00101	87	154		
Quillaileo	220	Q1m3/s	1	4.53	0.77	4.63	0.166	0.074014	1.3	0.0278	0.0633	0.2908	0.373	0.00079	0.00357	309	546		
Quillaileo	200	Q1m3/s	1	5.08	0.67	5.11	0.131	0.131399	1.49	0.0278	0.0628	0.2943	0.522	0.00180	0.00915	791	1398		
Quillaileo	180	Q1m3/s	1	3.42	0.69	3.51	0.197	0.072651	1.45	0.0278	0.0628	0.2939	0.433	0.00118	0.00402	347	614		
Quillaileo	160	Q1m3/s	1	7.48	0.88	7.49	0.117	0.088698	1.13	0.0278	0.0632	0.2913	0.316	0.00049	0.00369	319	564		
Quillaileo	140	Q1m3/s	1	8.52	0.79	8.53	0.093	0.153582	1.27	0.0278	0.0632	0.2917	0.431	0.00114	0.00974	841	1487		
Quillaileo	120	Q1m3/s	1	13.35	5.35	13.43	0.398	0.000473	0.19	0.0278	0.0620	0.3001	0.006	0.000	0.00000	0	0		
Quillaileo	117	Q1m3/s	1	32.69	31.06	32.95	0.943	0.000004	0.03	0.0278	0.0641	0.2854	0.000	0.000	0.00000	0	0		
Quillaileo	AZUD																		
Quillaileo	100	Q1m3/s	1	7.6	0.94	7.63	0.123	0.073068	1.06	0.0278	0.0631	0.2919	0.273	0.00000	0.00000	0	0		
Quillaileo	80	Q1m3/s	1	10.19	1.44	10.21	0.141	0.025775	0.69	0.0278	0.0630	0.2925	0.110	0.00000	0.00000	0	0		
Quillaileo	60	Q1m3/s	1	6.42	0.91	6.45	0.141	0.064124	1.09	0.0278	0.0630	0.2931	0.274	0.00000	0.00000	0	0		
Quillaileo	40	Q1m3/s	1	6.48	0.87	6.52	0.133	0.07827	1.16	0.0278	0.0630	0.2930	0.316	0.00051	0.00328	283	501		
Quillaileo	20	Q1m3/s	1	2.67	0.58	2.85	0.204	0.097681	1.72	0.0278	0.0629	0.2937	0.602	0.00242	0.00647	559	989		
															Promedio Aguas Arriba	456	806		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19. Capacidad de transporte de Sedimentos para Q8% Curva Duración General

Reach	RiverSta	Profile	Q	B	Amojada	Perimetro Moj	Rh	J	V	Coef Rizado			Shields	Qb	Qb	Qb	Toneladas	Datos	
			(m3/s)	(m)	(m2)	(m)	(m)	(m)		(m/s)	n'	n	u	(m3/s/m)	(m3/s)	(m3/día)	(Ton/día)	D90 (mm)	
Quillaileo	360	Q1m3/s	2	7.19	1.28	7.24	0.177	0.093122	1.56	0.0278	0.0616	0.3027	0.499	0.00174	0.01248	1078	1907	Densidad	1.65
Quillaileo	340	Q1m3/s	2	6.26	1.24	6.31	0.197	0.095115	1.61	0.0278	0.0647	0.2810	0.566	0.00194	0.01217	1052	1859	Gravedad	9.8
Quillaileo	320	Q1m3/s	2	4.96	1.04	5.05	0.206	0.118899	1.92	0.0278	0.0626	0.2954	0.742	0.00370	0.01834	1585	2802		
Quillaileo	300	Q1m3/s	2	3.71	0.85	3.81	0.223	0.173462	2.35	0.0278	0.0652	0.2782	1.173	0.00763	0.02832	2447	4326		
Quillaileo	280	Q1m3/s	2	3.9	1.16	4.06	0.286	0.079606	1.73	0.0278	0.0707	0.2461	0.689	0.00222	0.00866	748	1323		
Quillaileo	260	Q1m3/s	2	4.44	0.99	4.64	0.213	0.091139	2.01	0.0278	0.0536	0.3728	0.589	0.00371	0.01649	1425	2519		
Quillaileo	240	Q1m3/s	2	5.58	1.47	6.36	0.231	0.040707	1.36	0.0278	0.0559	0.3506	0.285	0.00063	0.00352	304	538		
Quillaileo	220	Q1m3/s	2	6.32	1.36	6.46	0.211	0.087286	1.47	0.0278	0.0711	0.2441	0.557	0.00137	0.00867	749	1325		
Quillaileo	200	Q1m3/s	2	6.39	1.08	6.43	0.168	0.107838	1.86	0.0278	0.0537	0.3716	0.549	0.00322	0.02056	1777	3141		
Quillaileo	180	Q1m3/s	2	4.48	1.21	4.61	0.262	0.068037	1.65	0.0278	0.0648	0.2807	0.541	0.00176	0.00787	680	1203		
Quillaileo	160	Q1m3/s	2	8.45	1.31	8.47	0.155	0.087061	1.53	0.0278	0.0556	0.3535	0.408	0.00157	0.01326	1146	2025		
Quillaileo	140	Q1m3/s	2	10.61	1.41	10.63	0.133	0.156779	1.42	0.0278	0.0725	0.2371	0.630	0.00170	0.01799	1554	2748		
Quillaileo	120	Q1m3/s	2	14.14	6.15	14.23	0.432	0.000087	0.33	0.0278	0.0162	2.2546	0.001	0.000	0.00000	0	0		
Quillaileo	117	Q1m3/s	2	33.27	33.05	33.53	0.986	0.000001	0.06	0.0278	0.0165	2.1832	0.000	0.000	0.00000	0	0		
Quillaileo	AZUD																		
Quillaileo	100	Q1m3/s	2	8.52	1.51	8.56	0.176	0.060281	1.33	0.0278	0.0581	0.3309	0.322	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaileo	80	Q1m3/s	2	12.76	2.47	12.78	0.193	0.030066	0.81	0.0278	0.0716	0.2419	0.176	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaileo	60	Q1m3/s	2	8.31	1.49	8.34	0.179	0.053757	1.34	0.0278	0.0549	0.3601	0.291	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaileo	40	Q1m3/s	2	7.36	1.43	7.41	0.193	0.095074	1.4	0.0278	0.0735	0.2321	0.556	0.00122	0.00895	774	1368		
Quillaileo	20	Q1m3/s	2	3.23	0.95	3.49	0.272	0.089063	2.1	0.0278	0.0597	0.3175	0.735	0.00416	0.01344	1161	2052		
															Promedio Aguas Arriba	1039	1837		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20. Capacidad de transporte de Sedimentos para Q0% Curva Duración General

Reach	River Sta	Profile	Q	B	Amojada	Perimetro Moj	Rh	J	V	Coef Rizado			Shields	Qb	Qb	Qb	Toneladas	Datos	
			(m3/s)	(m)	(m2)	(m)	(m)		(m/s)	n'	n	u	(m3/s/m)	(m3/s)	(m3/día)	(Ton/día)	D90 (mm)		
Quillaileo	360	Q3.5m3/s	3.5	8.11	1.89	5.84	0.324	0.093122	1.86	0.0278	0.0773	0.2153	0.913	0.00299	0.02429	2098	3710	D90 (mm)	0.142
Quillaileo	340	Q3.5m3/s	3.5	6.99	1.83	4.71	0.389	0.095115	1.92	0.0278	0.0855	0.1851	1.120	0.00332	0.02321	2006	3546	Densidad	1.65
Quillaileo	320	Q3.5m3/s	3.5	5.77	1.56	2.78	0.561	0.118899	2.25	0.0278	0.1043	0.1375	2.022	0.00575	0.03316	2865	5066	Gravedad	9.8
Quillaileo	300	Q3.5m3/s	3.5	4.31	1.28	2.62	0.489	0.173462	2.74	0.0278	0.0943	0.1599	2.568	0.01135	0.04892	4226	7472		
Quillaileo	280	Q3.5m3/s	3.5	4.81	1.79	2.19	0.817	0.079606	1.96	0.0278	0.1258	0.1037	1.972	0.00323	0.01556	1344	2377		
Quillaileo	260	Q3.5m3/s	3.5	5.33	1.46	2.74	0.533	0.091139	2.39	0.0278	0.0830	0.1936	1.472	0.00600	0.03199	2764	4887		
Quillaileo	240	Q3.5m3/s	3.5	5.93	1.74	3.08	0.565	0.040707	2.02	0.0278	0.0683	0.2597	0.697	0.00254	0.01504	1300	2298		
Quillaileo	220	Q3.5m3/s	3.5	7.53	2.1	3.56	0.590	0.087286	1.66	0.0278	0.1252	0.1045	1.560	0.00205	0.01542	1332	2355		
Quillaileo	200	Q3.5m3/s	3.5	7.33	1.54	3.24	0.475	0.107838	2.27	0.0278	0.0881	0.1771	1.553	0.00563	0.04129	3568	6307		
Quillaileo	180	Q3.5m3/s	3.5	5.52	1.77	2.47	0.717	0.068037	1.97	0.0278	0.1060	0.1341	1.477	0.00304	0.01678	1450	2564		
Quillaileo	160	Q3.5m3/s	3.5	9.52	1.97	5.55	0.355	0.087061	1.77	0.0278	0.0836	0.1917	0.936	0.00250	0.02375	2052	3628		
Quillaileo	140	Q3.5m3/s	3.5	12.13	2.01	5.48	0.367	0.156779	1.74	0.0278	0.1166	0.1163	1.743	0.00318	0.03854	3330	5888		
Quillaileo	120	Q3.5m3/s	3.5	15.07	7.16	12.67	0.565	0.000087	0.49	0.0278	0.0130	3.1198	0.001	0.000	0.00000	0	0		
Quillaileo	117	Q3.5m3/s	3.5	33.95	35.47	32.4	1.095	0.000001	0.1	0.0278	0.0106	4.2296	0.000	0.000	0.00000	0	0		
Quillaileo	AZUD																		
Quillaileo	100	Q3.5m3/s	3.5	9.65	2.29	6.83	0.335	0.060281	1.53	0.0278	0.0774	0.2148	0.612	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaileo	80	Q3.5m3/s	3.5	27.53	4.65	7.41	0.628	0.030066	0.75	0.0278	0.1695	0.0664	0.572	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaileo	60	Q3.5m3/s	3.5	9.76	2.28	4.54	0.502	0.053757	1.53	0.0278	0.0957	0.1563	0.818	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
Quillaileo	40	Q3.5m3/s	3.5	8.32	2.06	5.72	0.360	0.095074	1.7	0.0278	0.0918	0.1664	1.038	0.00231	0.01919	1658	2931		
Quillaileo	20	Q3.5m3/s	3.5	4.04	1.53	2.24	0.683	0.089063	2.29	0.0278	0.1011	0.1441	1.843	0.00529	0.02137	1846	3264		
														Promedio Aguas Arriba	2024	3578			

Fuente: Elaboración Propia