

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA

LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“Simulación hidrológica de la laguna Aricota y optimización de la
Central Hidroeléctrica Aricota III”**

Presentada por:

Moisés Miguel Escalante Varona

TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE

Ingeniero Agrícola

Lima-Perú

2016.

ÍNDICE GENERAL

I.	INTRODUCCIÓN.....	1
II.	REVISIÓN DE LITERATURA	5
2.1	ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE REGULACIÓN ARICOTA.....	5
2.2	IMPORTANCIA DE APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS DE SIMULACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS	6
2.3	PROCESO DE SIMULACIÓN DEL SISTEMA ARICOTA	7
2.3.1	Ventajas de la simulación	7
2.3.2	Concepto de sistema	8
2.3.3	Concepto de modelo	9
2.3.4	Modelamiento hidrológico	10
2.3.5	Clasificación de modelos hidrológicos.....	10
2.3.6	Modelo precipitación-escorrentía.....	13
2.3.7	Principios de funcionamiento del modelo WEAP.....	16
2.3.8	Etapas de la simulación	18
2.4	PROPUESTA DE APROVECHAMIENTO HIDROENERGÉTICO CENTRAL HIDROELÉCTRICA ARICOTA III	21
2.5	OPTIMIZACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA ARICOTA III ..	23
2.5.1	Optimización de la central hidroeléctrica.....	23
2.5.2	Esquema de obras de una central hidroeléctrica de derivación.....	24
2.5.3	Beneficios del aprovechamiento.....	25
2.5.4	Costos del aprovechamiento.....	28

2.5.5	Determinación del índice costo beneficio (ICB)	29
2.5.6	Determinación del caudal de diseño	29
III.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	30
3.1	CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	30
3.1.1	Hidrografía	30
3.1.2	Componentes del sistema hídrico	33
3.2	INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA.....	36
3.2.1	Información disponible.....	36
3.2.2	Consistencia de la información pluviométrica	38
3.3	INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA.....	41
3.3.1	Información disponible.....	41
3.3.2	Consistencia de la información hidrométrica	41
3.3.3	Filtraciones de la laguna Aricota	44
3.4	SIMULACIÓN DEL SISTEMA EN WEAP	47
3.4.1	Definición de los límites del modelo	47
3.4.2	Definición esquemática del modelo	50
3.4.3	Ingreso de información.....	54
3.5	CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO	59
3.5.1	Calibración del modelo.....	59
3.5.2	Validación del modelo.....	60
3.6	ESTIMACIÓN DE LOS COSTOS DE LA CCHH ARICOTA III.....	61
3.6.1	Metodología de costo paramétrico	61
3.6.2	Ecuación de costo para el proyecto.	62

3.7	FUNCIÓN OBJETIVO Y OPTIMIZACIÓN DE LA CCHH ARICOTA III .	68
3.7.1	Optimización del salto	68
3.7.2	Optimización del caudal de diseño	68
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	71
4.1	SIMULACION HIDROLOGICA DE LA LAGUNA ARICOTA	71
4.1.1	Calibración y validación del modelo hidrológico.....	71
4.1.2	Simulación de la operación del reservorio.	76
4.1.3	Oferta hídrica disponible en el punto de aprovechamiento	78
4.2	OPTIMIZACIÓN DE LA CCHH ARICOTA III	79
V.	CONCLUSIONES.....	82
VI.	RECOMENDACIONES	83
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85

ÍNDICE DE TABLAS

Cuadro 1: Ejemplos de modelos matemáticos en aplicaciones en hidrología.....	12
Cuadro 2: Relación de estaciones pluviométricas.....	36
Cuadro 3: Estaciones hidrométricas.....	41
Cuadro 4: División de microcuencas.....	48
Cuadro 5: Cobertura vegetal.....	54
Cuadro 6: Agrupación de coberturas.....	54
Cuadro 7: Distribución porcentual del tipo de cobertura vegetal.....	55
Cuadro 8: Volumen de demanda de agua para uso agrícola.....	58
Cuadro 9: Parámetros de calibración del modelo.....	59
Cuadro 10: Costo y características de proyectos anteriores.....	63
Cuadro 11: Comparación entre el costo real y el costo estimado por la ecuación 10. ...	64
Cuadro 12. Comparación entre el costo real y el costo estimado por la ecuación 11. ...	66
Cuadro 13: Estadísticos obtenidos para el periodo de calibración 1991 – 2003.....	71
Cuadro 14: Estadísticos obtenidos para el periodo de validación 2004 – 2013.....	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de aprovechamiento hidroenergético del río Curibaya.....	4
Figura 2: Volumen de agua almacenado en la laguna Aricota.....	5
Figura 3: La cuenca como un sistema hidrológico. (Fuente: Ven Te Chow).....	9
Figura 4: Esquema del balance de humedad en el suelo para el modelo “Soil Moisture Method”.....	13
Figura 5: Zonas de modelación de embalses en WEAP.....	17
Figura 6: Esquema de aprovechamiento de la CCHH Aricota 3.....	22
Figura 7: Aproximación de la estimación del costo de pequeñas centrales hidroeléctricas	28
Figura 8: Mapa de la cuenca en estudio	32
Figura 9: Esquema de aprovechamiento actual de la laguna Aricota.....	34
Figura 10: Ubicación de estaciones pluviométrica.....	37
Figura 11: Vector regional de índices pluviométricos - Parte baja	39
Figura 12: Vector regional de índices pluviométricos - Parte media	40
Figura 13: Vector regional de índices pluviométricos - Parte alta	40
Figura 14: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Coranchay.	42
Figura 15: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Pallata... ..	42
Figura 16: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Yesera ..	43
Figura 17: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Ichicollo	43
Figura 18: Caudal de filtración de la laguna Aricota.....	45
Figura 19: Caudal de filtración versus nivel de agua en la laguna Aricota.	45

Figura 20: Definición de microcuencas.....	49
Figura 21: Esquema del sistema Aricota en WEAP.....	52
Figura 22: Mapa de cobertura vegetal en el área de estudio.	56
Figura 23: Curva elevación-volumen, laguna Aricota.....	58
Figura 24: Costo vs potencia instalada (datos del Cuadro 11).....	64
Figura 25: Costo de construcción en función de la potencia instalada.....	65
Figura 26: Número de centrales hidroeléctricas utilizadas en el análisis de regresión, según potencia instalada.	65
Figura 27: Costo vs potencia instalada (datos del Cuadro 12).....	67
Figura 28: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Yesera. Periodo de calibración: 1991-2003.....	72
Figura 29: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Yesera. Periodo de validación: 2004-2013.....	72
Figura 30: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Coranchay. Periodo de calibración: 1991-2003.....	73
Figura 31: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Coranchay. Periodo de validación: 2004-2013.....	73
Figura 32: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Pallata. Periodo de calibración: 1991-2003.....	74
Figura 33: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Pallata. Periodo de validación: 2004-2013.....	74
Figura 34: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Yesera.....	75
Figura 35: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Coranchay..	75
Figura 36: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Pallata.	76
Figura 37: Volumen observado vs simulado en la laguna Aricota (periodo 2001-2013)	77

Figura 38: Serie de caudales generados en el punto de aprovechamiento (Punto ubicado inmediatamente después de la devolución de la CCHH Aricota II al río Curibaya).....	78
Figura 39: Curva de duración de caudales (CDC) en el punto de aprovechamiento.....	78
Figura 40: Función objetivo montada en hoja de Excel	80
Figura 41: Parámetros “Solver” para la función objetivo establecida.....	80
Figura 42: Resultados de la aplicación de la herramienta Solver.....	81
Figura 43: ICB versus caudal de diseño.	81

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: Registros históricos de precipitación total mensual.

ANEXO 2: Registros históricos de caudales medios mensuales.

ANEXO 3: Registro histórico del nivel del espejo de agua de la laguna Aricota.

RESUMEN

El presente trabajo comprende dos etapas: la primera consiste en realizar la simulación hidrológica de la laguna Aricota con el fin de conocer la oferta de agua disponible para la instalación de la Central Hidroeléctrica Aricota III; y una segunda fase que comprende la determinación de la potencia a instalar de la central hidroeléctrica a partir de la optimización del caudal de diseño.

La simulación hidrológica se desarrollada mediante el modelo Water Evaluation and Planning, denominado WEAP, con el cual se busca reproducir la respuesta hidrológica de la cuenca, además de simular la operación del sistema de regulación.

Por otro lado, la determinación del caudal de diseño óptimo para la central hidroeléctrica se lleva a cabo mediante la solución numérica de una función objetivo que busca minimizar el costo anual del proyecto por kilowatt-hora de energía generada al año.

Palabras clave: simulación hidrológica, modelamiento hidrológico, central hidroeléctrica, caudal de diseño, optimización, índice costo-beneficio.

ABSTRACT

The present work comprises two phases, the first one consists of hydrological simulation of Aricota lagoon in order to assess the water availability for small hydropower plant Aricota III, and a second phase which includes the optimal sizing of the hydropower plant based on the design flow selection.

Water Evaluation and Planning –WEAP- model was applied to reproduce the hydrological response of the drainage basin and to simulate the reservoir operation.

The selection of the optimal design flow for the hydropower plant was carried out by solving an objective function which seeks to minimize the annual cost of the project per kw-hr of energy generation.

Keywords: hydrological simulation, rainfall-runoff model, small hydropower plant, design flow, optimization, cost benefit index.

I. INTRODUCCIÓN

En las dos últimas décadas la demanda de energía en el Perú ha aumentado en forma sostenida como consecuencia del incremento de las inversiones y el crecimiento económico. Ese crecimiento productivo ha estado concentrado en los sectores de construcción, comercial, industrial y minero, que son los que más demandan energía eléctrica a escala nacional por constituir ésta uno de los principales insumos de sus procesos productivos.

Según la estadística oficial el país registró en junio del 2015 una demanda máxima de 5886 megavatios (MW), lo cual representa un incremento del 4.53 por ciento respecto del mismo mes del año anterior. Este incremento en la demanda debe ir de la mano con el aumento de potencia efectiva del parque generador. Estimaciones realizadas por el Ministerio de Energía y Minas (MEM) indican que se requerirá de un crecimiento de entre 400 y 500 MW al año para abastecer la demanda del mercado interno en los próximos años.

En mayo de 2008, el Estado Peruano emitió el Decreto Legislativo 1002 que promueve, a través de subastas, la inversión para la generación de electricidad con fuentes de energía renovables no convencionales, denominado en este marco legal como “Recursos Energéticos Renovables - RER”, tales como la energía eólica, solar, geotérmica, mareomotriz, la biomasa y las pequeñas hidroeléctricas con una capacidad instalada de hasta 20 MW.

Al año 2013 la matriz de generación de energía eléctrica en el Perú estaba compuesta de la siguiente forma: 51.87 % correspondiente a hidroeléctricas, 45.62% a termoeléctricas y 2,52% a Recursos Energéticos Renovables –RER-. A finales del año 2014 el ministerio de energía y minas afirmó que la matriz de generación eléctrica en nuestro país apunta a tener hasta un 60% de energía renovable. Esto se lograría si a las centrales hidroeléctricas convencionales se suman las centrales eólicas, paneles solares y las pequeñas centrales hidroeléctricas.

En ese contexto, la Empresa de Generación Eléctrica del Sur S.A. “EGESUR”, ha planteado a la necesidad de ampliar el esquema de aprovechamiento hidroenergetico del río Curibaya, lo cual consiste en considerar un tercer salto en cascada ubicado aguas abajo de las dos centrales hidroeléctricas existentes (Aricota I y Aricota II).

La laguna Aricota, de donde nace el río Curibaya, contaba con un volumen almacenado de aproximadamente 750 hm³ antes de la entrada en operación de las centrales hidroeléctricas Aricota N° I y N° II. El desbalance entre los caudales de ingresos (aportes de los ríos Callazas y Salado) y el caudal de extracción (para uso hidroenergético), trajo a consecuencia el descenso sistemático del volumen almacenado en la laguna, alcanzado un valor crítico de 20.63 hm³ en enero de 1997.

Una de las medidas que se adoptó para revertir tal situación fue reducir el caudal de extracción de la laguna de 4.6 a 1.5 m³/s, lo que desde entonces permite operar a Aricota I con un factor de planta de 33% y a Aricota II con un factor de planta de 50%, es decir que actualmente ambas centrales tienen limitaciones para operar con factores de carga altos.

El propósito del presente trabajo es el adecuado dimensionamiento de la Central Hidroeléctrica Aricota III, para lo cual se requiere realizar la simulación hidrológica del sistema hídrico en las condiciones actuales de operación y seleccionar un caudal de diseño óptimo dentro del rango disponible de oferta hídrica para el proyecto.

Este trabajo se justifica por la necesidad de introducir la simulación hidrológica y el análisis económico en la selección del caudal de diseño para una central hidroeléctrica, en vista que aún en la actualidad se siguen utilizando métodos empíricos aplicados a proyectos que no necesariamente tuvieron las mismas características del que se quiere estudiar.

Objetivo Principal

- Determinar el tamaño óptimo de la Central Hidroeléctrica “Aricota III”.

Objetivos específicos

- Realizar la simulación hidrológica de la laguna Aricota para determinar los caudales aprovechables para la central hidroeléctrica.

- Establecer el dimensionamiento de la central hidroeléctrica a partir de la optimización del caudal de diseño.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE REGULACIÓN ARICOTA

La laguna Aricota es un embalse multipropósito que representa un componente de regulación clave en el abastecimiento de agua para la región Tacna. Su explotación se inicia en el año 1967, cuando entraron en operación las centrales hidroeléctricas Aricota I y II, que en conjunto cuentan con una potencia instalada de 35.7 MW.

Luego del uso hidroenergético, las aguas provenientes de la laguna son utilizadas para fines agrícolas en el valle del río Locumba e Irrigación Ite. Asimismo, se deriva un caudal de 150 l/s para el consumo doméstico en la ciudad de Ilo.

Previo a su explotación, la laguna Aricota contaba con un volumen almacenado de 750 hm³; sin embargo, el desbalance entre el caudal de ingreso (aportes de los ríos Callazas y Salado) y el caudal de salida (operación de la centrales hidroeléctricas), trajo a consecuencia el decremento continuo del volumen almacenado, alcanzado un valor crítico de 20.63 hm³ en enero de 1997. (Ver Figura 1)

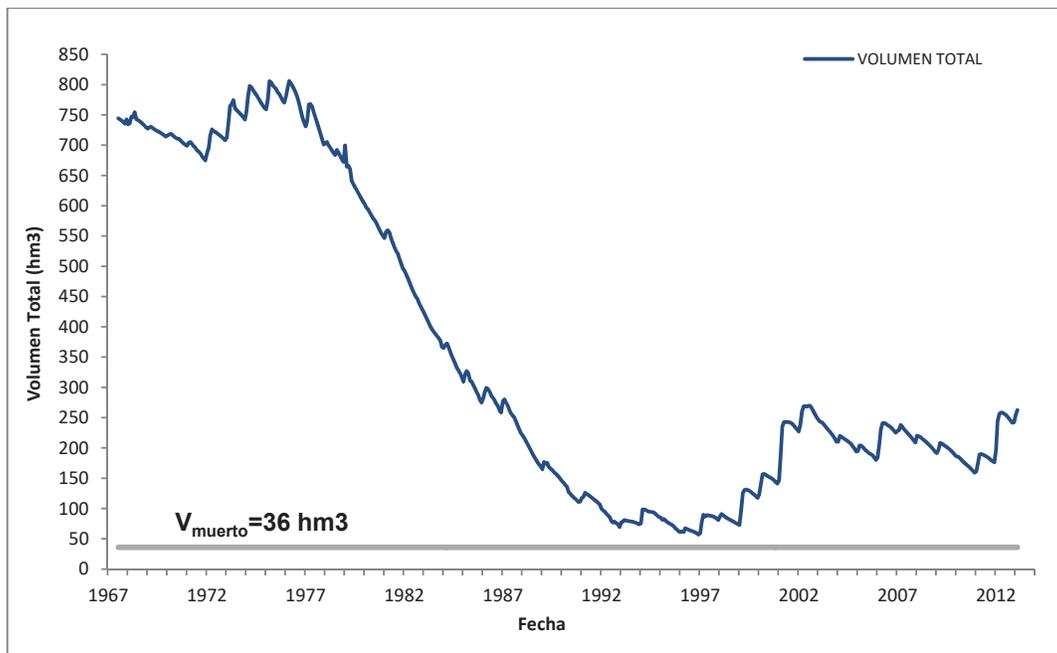


Figura 2: Volumen de agua almacenado en la laguna Aricota.

FUENTE: Proyecto Especial Tacna (PET)

Las medidas que se adoptaron para recuperar el volumen almacenado de agua en la laguna Aricota fueron:

- Construcción del sistema de trasvase Kovire-Cano-Salado, que conduce hacia la cuenca del río Salado parte de los caudales que se generan en la cuenca del río Ancoaque (Afluente del río Mauri). Empezó a operar en enero de 1996.
- En el año 1996 se redujo el caudal de extracción para uso hidroenergético de 4.6 a 1.5 m³/s, lo que desde entonces permite operar con un factor de planta para Aricota I de 33% y para Aricota II de 50%.

Desde el año 2001 al presente, la laguna ha recuperado parte de su volumen almacenado, el cual se mantiene entre 200 a 250 hm³.

Los cambios en la regla de operación de la laguna a partir de la década de los noventa trajo a consecuencia que los registros históricos de caudales, en el periodo 1965-1996, dejen de ser representativos de la oferta hídrica disponible para el aprovechamiento hidroenergético Aricota III. Se hace necesario entonces realizar la simulación del sistema hídrico bajo las condiciones actuales de operación.

2.2 IMPORTANCIA DE APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS DE SIMULACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS

La disponibilidad de recursos hídricos no sólo depende de las aportaciones que cede el ciclo hidrológico; la construcción de infraestructura hidráulica, su operación y la planificación de los recursos hídricos es un factor determinante en la suficiencia o escasez de agua frente a las necesidades humanas.

La modernización de las actividades productivas ya no se reduce únicamente a la implementación de nuevas infraestructuras; sino también al uso de herramientas de gestión que permitan mejorar el uso del agua y su planificación hacia futuro.

La simulación del proceso de distribución de agua es una actividad compleja, ya que busca la optimización del balance entre la oferta y demanda de agua. En los últimos años se ha utilizado métodos sofisticados como el uso de *software*, las cuales han supuesto un avance muy importante para el estudio y gestión de los recursos hídricos.

En la presente tesis se presenta los resultados de la aplicación del programa “Evaluación y Planificación del Agua” ó WEAP (Water Evaluation and Planning), en las condiciones esquemáticas del sistema de aprovechamiento de la laguna Aricota. El estudio del comportamiento del embalse de regulación permitió a su vez determinar la oferta hídrica disponible con miras a la implementación de la Central Hidroeléctrica Aricota III.

El programa WEAP se distingue por su enfoque integral al simular tanto los componentes naturales (datos climáticos, escorrentía superficial, flujo base, evapotranspiración, etc) como los componentes humanos (embalses, conducciones, derivaciones, etc) de los sistemas del agua, permitiendo el acceso del planificador a una vista más comprensiva de la amplia gama de factores que deben ser considerados en el manejo de los recursos hídricos para el uso presente y futuro.

2.3 PROCESO DE SIMULACIÓN DEL SISTEMA ARICOTA

La simulación es una de las herramientas más poderosas que puede ser utilizada por los tomadores de decisiones responsables del diseño y operación de procesos y sistemas complejos.

La simulación se puede definir como el proceso de diseñar un modelo de un sistema real y llevar a cabo experiencias con él, con la finalidad de entender el comportamiento del sistema y/o de evaluar diversas estrategias para el funcionamiento del sistema (Shannon, 1988).

Las áreas de aplicación de la simulación son diversas, se utiliza en la etapa de diseño para auxiliar en el logro o mejoramiento de un proceso o sistema ya existente, de manera que permita realizar modificaciones futuras. Por tanto la simulación se entiende como una metodología para la resolución de problemas.

2.3.1 Ventajas de la simulación

La simulación constituye una herramienta valiosa, es recomendable su uso en el planteamiento de la solución de problemas, por las siguientes ventajas que puede ofrecer:

- Es conveniente usar la simulación cuando no existe una completa formulación matemática del problema o los métodos analíticos para resolver el modelo matemático no se han desarrollado aún.
- Cuando los métodos analíticos están disponibles, pero los procedimientos matemáticos son complejos, es conveniente usar la simulación ya que proporciona un método más simple de solución.
- La simulación puede servir como una prueba de ensayo de nuevas políticas y reglas de decisión en la operación de un sistema, antes de tomar el riesgo de experimentar con el sistema real.
- El uso de la simulación es conveniente cuando se desea observar el trayecto histórico simulado del proceso sobre un período, además de estimar ciertos parámetros.
- No es posible acelerar o retardar un fenómeno natural, pero la simulación de dicho fenómeno sí permite ejercer un control deseado del tiempo.
- La simulación permite conocer cuáles son las variables de mayor importancia cuando se trata de un sistema complejo, además de conocer el comportamiento de dicha variable en el sistema.
- La simulación puede emplearse en la experimentación de situaciones nuevas acerca de las cuales no se posee mucha información y de esa manera nos permite estar preparados para alguna eventualidad.
- El proceso de simulación no tiene límite en cuanto a complejidad. Cuando la introducción de elementos estocásticos hace imposible un planteo analítico surge la modelización como único medio de enfrentar el problema. Todo sistema, por complejo que sea, puede ser modelado y sobre ese modelo es posible ensayar alternativas.

2.3.2 Concepto de sistema

Un sistema es un o conjunto de elementos relacionados entre sí que cooperan para lograr un objetivo declarado (Shannon, 1988).

Los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y es posible que nunca se les entienda en su totalidad. Sin embargo, en ausencia de un conocimiento perfecto, pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema. Un

sistema es un conjunto de partes conectadas entre sí, que forman un todo. El ciclo hidrológico puede tratarse como un sistema cuyos componentes son precipitación, evaporación, escorrentía y otras fases del ciclo hidrológico. Estos componentes pueden agruparse en subsistemas del ciclo total; para analizar el sistema total, estos subsistemas más simples pueden analizarse separadamente y combinarse los resultados de acuerdo con las interacciones entre los subsistemas (Ven Te Chow, 1994).

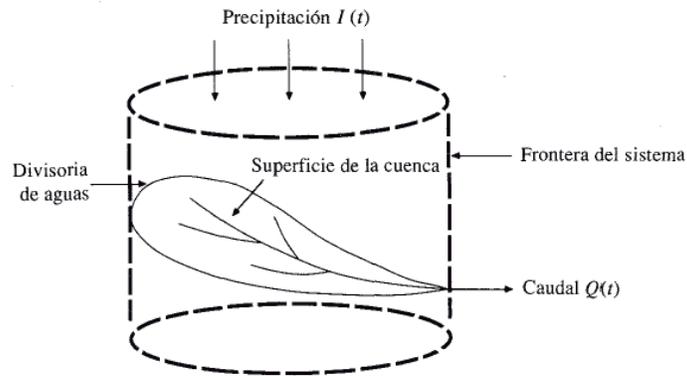


Figura 3: La cuenca como un sistema hidrológico. (Fuente: Ven Te Chow)

En el presente trabajo se trata a la laguna Aricota como un sistema de almacenamiento de la escorrentía generada en su cuenca vertiente. Por lo tanto, comprende a su vez dos subsistemas: (1) la cuenca vertiente a la laguna y (2) la laguna como embalse de regulación.

2.3.3 Concepto de modelo

Un modelo es la representación de un grupo de objetos o ideas que de alguna forma corresponde al funcionamiento de una entidad (Shannon, 1988). También se entiende por modelo: (a) La representación física, matemática o de cualquier otro tipo lógico, de un sistema, fenómeno o proceso y (b) La representación simplificada de un sistema desde un punto de vista particular en el tiempo y el espacio para proporcionar el entendimiento del sistema real.

La simulación define cuál es el sistema y cuál es el medio ambiente que lo rodea. La ejecución del proceso de simulación incluye tanto la construcción del modelo y su uso experimental para el estudio de un problema. Por lo tanto, un modelo de simulación puede ser experimental o de aplicación cuyos principales objetivos son: (a) Describir el

comportamiento de un sistema y (b) Predecir el comportamiento de un sistema a producirse cambios en su estructura u operación.

2.3.4 Modelamiento hidrológico

Un modelo de cuenca es un conjunto de abstracciones matemáticas que describen las fases relevantes del ciclo hidrológico con el objetivo de simular la conversión de la precipitación en escorrentía, la recarga y explotación de acuíferos, la operación de un embalse, etc. Un típico enfoque de modelación hidrológica consiste de lo siguiente: (1) selección del tipo de modelo, (2) formulación y construcción del modelo, (3) prueba del modelo y (4) aplicación del modelo.

Con la modelación de sistemas hidrológicos se persigue una identificación de estos, con un cierto grado de aproximación, con objeto de analizar el funcionamiento de los sistemas y mejorar la visión de los mismos, al poder simular distintas situaciones hipotéticas.

El objetivo de la evaluación de recursos hídricos de un sistema es determinar, en los puntos de interés, la cantidad de recurso hídrico y su distribución en el tiempo, y para ello las herramientas que fundamentalmente se utilizan están basadas en la modelización.

2.3.5 Clasificación de modelos hidrológicos

Ponce (1989) clasificó los modelos hidrológicos según:

Modelos materiales versus formales

Los modelos de cuenca pueden agruparse en dos categorías principales: (1) material y (2) formal. Un modelo material es una representación física de un prototipo, más simple en estructura pero con propiedades parecidas a las del prototipo. Ejemplos de este tipo de modelos son simuladores de lluvia o cuencas experimentales.

Un modelo formal es una abstracción matemática de una situación idealizada que preserva las propiedades estructurales importantes del prototipo. Dado que los modelos formales son en su mayoría de naturaleza matemática, es costumbre referirse a ellos como modelos matemáticos.

Tipos de modelos matemáticos de cuenca

Un modelo matemático de cuenca consiste de varios componentes, cada uno de ellos describe una cierta fase o fases del ciclo hidrológico. Un modelo matemático puede ser de tres tipos: (1) teórico, (2) conceptual o (3) empírico. Los modelos teóricos y empíricos son exactamente opuestos en significado, mientras que los conceptuales se ubican entre los dos anteriores. Además, un modelo matemático puede ser determinístico o probabilístico, lineal o no lineal, variable en el tiempo o invariable en el tiempo, agregado o distribuido, continuo o discreto, analítico o numérico, evento-guiado o proceso-continuo.

En la práctica, cuatro tipos generales de modelos matemáticos para hidrología son reconocidos usualmente: (1) determinístico, (2) probabilístico, (3) conceptual, y (4) paramétrico. Los modelos determinísticos son formulados siguiendo leyes de la física y/o procesos químicos y se expresan mediante ecuaciones. En estas ecuaciones se relacionan grupos de variables y parámetros. Este tipo de modelos implica una relación causa-efecto entre los valores de los parámetros seleccionados y los resultados obtenidos de la solución de las ecuaciones. Idealmente, un modelo determinístico debería ser capaz de proporcionar el mayor detalle en la simulación de procesos físicos o químicos. En la práctica, sin embargo, la aplicación de modelos determinísticos es a menudo obstaculizado por la inhabilidad del modelador de poder resolver la variabilidad espacial y temporal del fenómeno natural en incrementos suficientemente pequeños.

Los modelos probabilísticos son exactamente lo opuesto en significado a los modelos determinísticos. Un modelo probabilístico es formulado siguiendo las leyes del azar o probabilidad. Estos modelos son de dos tipos: (1) estadístico y (2) estocástico. Los modelos estadísticos se ocupan de muestras observadas, mientras que los estocásticos tratan con la estructura aleatoria observada en algunas series de tiempo hidrológicas. El desarrollo de modelos estadísticos sin duda requiere del uso de datos; los modelos estocásticos ponen énfasis en las características estocásticas de los procesos hidrológicos.

Los modelos conceptuales son representaciones simplificadas de los procesos físicos. Usualmente, estos modelos recaen en relaciones matemáticas (ya sean de forma

algebraica o mediante ecuaciones diferenciales ordinarias), que simulan la esencia de los fenómenos complejos, apoyándose en algunos parámetros conceptuales claves. El uso extensivo de modelos conceptuales en la ingeniería hidrológica refleja la complejidad inherente del fenómeno y la incapacidad práctica de considerar las componentes determinísticas en todas las instancias. Por lo tanto, los modelos conceptuales son sustitutos útiles y prácticos de los modelos determinísticos.

Los modelos paramétricos (estos son, empírico o caja negra) son los más simples de todos los tipos de modelos anteriores. Como su nombre implica, el énfasis de estos modelos se fundamenta en los parámetros empíricos en los que está basada la solución. Usualmente, un modelo paramétrico consiste de una ecuación algebraica (o ecuaciones) que contienen uno o más parámetros que se determinan por análisis de datos u otro medio empírico. La aplicabilidad de los modelos paramétricos se restringe al rango de datos usados en la determinación de los valores de los parámetros definidos. Este tipo de modelos son útiles cuando se considera que los modelos conceptuales, determinísticos o probabilísticos no son prácticos o son demasiado caros.

El Cuadro 1 muestra algunos ejemplos de modelos matemáticos en aplicaciones en hidrología.

Cuadro 1: Ejemplos de modelos matemáticos en aplicaciones en hidrología.

Tipos de modelos		Ejemplos
Determinístico		Modelo de onda cinemática
Probabilístico	Estadístico	Método de Gumbel para análisis de frecuencia
	Estocástico	Simulación de Monte Carlo para generación de series sintéticas
Conceptual		Modelos tipo tanque (p. ej. Sacramento, GR2m)
Paramétrico		Análisis regional (p. ej. Método de Creager)

FUENTE: Elaborado a partir de Ponce (1989).

Tal como se mencionó en el apartado 2.4.2, el sistema “laguna Aricota” ha sido dividido en dos subsistemas: (1) la cuenca vertiente a la laguna, y (2) el embalse de regulación. El software WEAP incorpora diversos modelos para la simulación hidrológica de sistemas de recursos hídricos. La teoría del modelo precipitación-escorrentía que se utiliza dentro del programa WEAP se expone en el ítem 2.3.6 y los principios de asignación de agua y operación de reservorios se comentan en el ítem 2.3.7.

2.3.6 Modelo precipitación-escorrentía.

El programa WEAP incorpora un modelo conceptual de transformación precipitación-escorrentía denominado “Método de Humedad del Suelo” (Soil Moisture Method). Este modelo fue utilizado para simular las aportaciones de la cuenca vertiente a la laguna Aricota.

La siguiente figura muestra el esquema unidimensional del balance de humedad del suelo en dos compartimientos o “tanques”. El modelo está basado en ecuaciones empíricas para describir los procesos de evapotranspiración, escorrentía superficial, flujo subsuperficial, percolación profunda y flujo base. Este método también permite la caracterización del uso y/o tipo del suelo y evaluar su impacto sobre el proceso de transformación de precipitación a escorrentía.

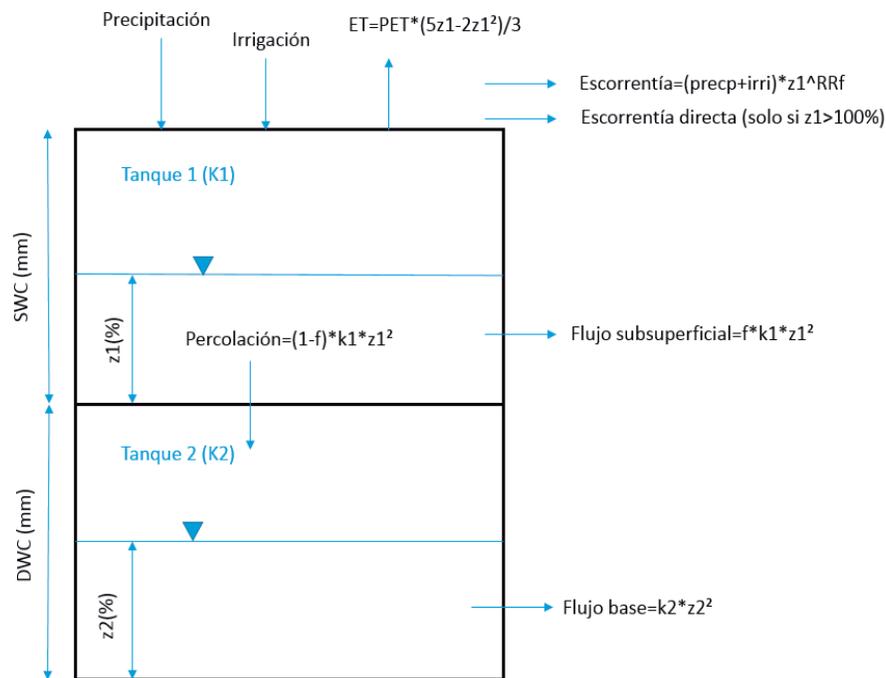


Figura 4: Esquema del balance de humedad en el suelo para el modelo “Soil Moisture Method”.

Fuente: Manual de usuario del programa WEAP

Una unidad de cuenca (denominado “catchment” en el modelo) puede ser dividida en “N” fracciones representando distintos usos y tipos de suelo. Un balance de agua se calcula para cada fracción de área “j” de los “N” considerados. El clima se asume

uniforme sobre cada “catchment” y el balance de agua en el primer compartimiento (“tanque 1”) viene dado por la siguiente expresión:

$$Rd_j \frac{\Delta z_{1,j}}{\Delta t} = Pe(t) - PET(t)kc_j(t) \left(\frac{5z_{1,j} - 2z_{1,j}^2}{3} \right) - Pe(t)z_{1,j}^{RRFj} - f_j k_{1,j} z_{1,j}^2 - (1 - f_j)k_{1,j}z_{1,j}^2 \quad (1)$$

Dónde:

- $Z_{1,j}$ es el almacenamiento relativo expresado como fracción del almacenamiento total efectivo en la zona de raíces (primer compartimiento).
- Rd_j (mm) es la capacidad de almacenamiento efectivo en la zona de raíces para la fracción “j” de cobertura de suelo.
- $Pe(t)$ (mm) es la precipitación total, que incluye el deshielo de la capa de nieve acumulada en cada unidad de cuenca, donde m_c es el coeficiente de fusión según:

$$m_c = \begin{cases} 0 & T_i < T_s \\ 1 & T_i > T_l \\ \frac{T_i - T_s}{T_l - T_s} & T_s \leq T_i \leq T_l \end{cases} \text{ si } \begin{cases} T_i < T_s \\ T_i > T_l \\ T_s \leq T_i \leq T_l \end{cases}$$

Donde T_i es la temperatura observada para el mes “i”, y T_l y T_s son los umbrales de fusión y congelamiento, respectivamente. La acumulación de nieve Ac_i es una función de m_{ci} y de la precipitación total mensual observada P_i , según la siguiente relación:

$$Ac_i = Ac_{i-1} + (1 - m_c)P_i$$

Donde la tasa de fusión se define como:

$$m_r = Ac_i m_c$$

Luego, la precipitación efectiva se calcula como:

$$Pe = P_i m_c + m_r$$

- $PET(t)$ (mm) es la evapotranspiración potencial calculada según la ecuación de Penman-Monteith, donde Kc_j es el coeficiente de cultivo para la fracción de cobertura de suelo “j”.

- RRf_j es el factor de resistencia a la escorrentía del tipo de cobertura “j” del suelo. Valores elevados de este parámetro implican menor escorrentía superficial.
- f_j es la dirección de flujo preferente para el tipo de cobertura “j” del suelo. Este coeficiente determina el reparto entre flujo horizontal (subsuperficial) o vertical (percolación profunda).
- K_{sj} representan la conductividad saturada del compartimiento superior, para la fracción “j” de la unidad de cuenca.

En la Figura 4, SWC (mm) y DWC (mm) representa la máxima capacidad de almacenamiento de los compartimientos superior e inferior respectivamente.

El balance de humedad en el suelo en el segundo compartimiento, en los casos en los que no exista un nodo de agua subterránea, se calcula con la siguiente expresión:

$$S_{max} \frac{\Delta z_2}{\Delta t} = \left(\sum_{j=1}^N (1 - f_j) k_{1,j} z_{1,j}^2 \right) - k_2 z_2^2$$

Dónde:

- S_{max} es la capacidad máxima del almacenamiento del segundo tanque.
- K_2 representan la conductividad saturada del compartimiento inferior. K_2 es definido por un solo valor para cada unidad de cuenca, por tal razón no tiene el subíndice “j”.

Cuando se introduce un acuífero en el modelo y se establece una relación entre la unidad de la cuenca y el nodo de agua subterránea, el término de almacenamiento definido en la ecuación anterior se ignora y se define la recarga del acuífero R (volumen/tiempo) con la siguiente expresión:

$$R = \sum_{j=1}^N A_j (1 - f_j) k_{1,j} z_{1,j}^2$$

2.3.7 Principios de funcionamiento del modelo WEAP

a. Optimización de la asignación de agua

WEAP calcula el balance de agua en un paso de tiempo mensual. El agua se distribuye para satisfacer las necesidades hídricas sin perjuicio de prioridades, preferencias de oferta, equilibrio de masas y otras limitaciones.

En los cálculos cada mes es independiente del anterior, a excepción del caso de almacenamiento de agua. Es así que toda el agua que ingresa al sistema en un mes, se almacena en un acuífero o depósito, o sale del sistema al finalizar el mes.

En los cálculos se asume que todos los flujos se producen instantáneamente, por tanto un sitio de demanda puede retirar agua del río, consumir una parte del agua extraída y devolver el resto a una planta de tratamiento de aguas residuales o a un río. El caudal de retorno de cada sitio de demanda, se encuentra disponible para su uso en el mismo mes, en un sitio de demanda aguas abajo del punto de entrega de agua excedente.

Los cálculos que el programa realiza para determinar la asignación de agua a cada sitio de demanda, siguen el siguiente orden:

1. Demanda hídrica anual y mensual de cada sitio de demanda, tomando en cuenta si es que existe un requerimiento de caudal.
2. Flujos de escorrentía e infiltración, suponiendo que no hay flujo de irrigación.
3. Ingresos y salidas de agua en cada nodo del sistema. Esto incluye el cálculo del caudal extraído de los ríos para atender las demandas y el almacenamiento en los embalses. Este paso se resuelve mediante programación lineal, el cual intenta optimizar la cobertura de los sitios de demandas y de los requisitos de caudales ecológicos.

b. Prioridades de la demanda

WEAP utiliza un sistema de programación lineal, con el fin de maximizar la satisfacción de abastecimiento de agua en cada sitio de demanda.

Cada elemento de un sistema modelado en WEAP, recibe un valor de prioridad que varía desde 1 (máximo valor de prioridad) hasta 99 (valor mínimo de prioridad).

Es importante asignar el valor de prioridad correcto a cada elemento del sistema modelado, ya sea el caso de un sitio de demanda agrícola o poblacional, requerimiento de caudal ecológico, derivación de agua hacia un embalse, entre otros; ya que el sistema de programación lineal de WEAP distribuye el agua en función al valor de prioridad asignado a cada elemento del sistema hídrico.

En primer lugar el sistema de programación lineal se encarga de resolver la asignación de agua a los elementos que poseen prioridad 1, suspendiendo la asignación a los elementos que poseen otros valores de prioridad. Después de atender a los elementos de prioridad 1, el programa se encarga del suministro de los elementos que poseen prioridad 2 y así sucesivamente.

c. Operación de reservorios

En el programa WEAP, los reservorios son modelados de forma independiente del caudal del río. La representación de embalses se encuentra dividida en cuatro zonas, estas incluyen desde arriba hasta abajo, la zona de control de inundación, la zona de conservación, la zona de amortiguamiento y la zona inactiva.

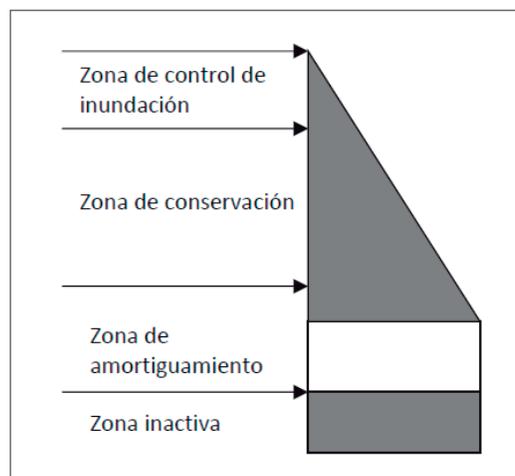


Figura 5: Zonas de modelación de embalses en WEAP

Fuente: Manual de usuario del programa WEAP

Las zonas de conservación y amortiguamiento constituyen el agua disponible de un embalse para su aprovechamiento. El programa WEAP se asegura de que siempre la zona de control de inundación se encuentre a disposición, permitiendo la liberación del agua de la zona de conservación para cumplir con los requerimientos de los sitios de demanda o para generación hidroeléctrica.

Cuando el nivel de almacenamiento de agua, desciende hasta la zona de amortiguamiento, la liberación de agua está controlada de acuerdo a un coeficiente de amortiguamiento determinado por el operador. El agua de la zona inactiva no se encuentra disponible, de esta manera WEAP permite representar un mecanismo de conservación de agua en la operación de los embalses.

Si la prioridad asignada al almacenamiento de agua en un reservorio es inferior a las demandas o a otros elementos, WEAP asignará la mayor cantidad de almacenamiento disponible priorizando el abastecimiento de los sitios de demanda, teniendo en cuenta las emisiones de otros depósitos, extracciones de los ríos y otras fuentes.

2.3.8 Etapas de la simulación

El desarrollo de la simulación de un sistema, consta de las siguientes etapas (Banks et al., 1996; citado por Banks, 1998):

a. **Formulación del problema**

En este paso debe quedar perfectamente establecido el objetivo de la simulación. El encargado de desarrollar el modelo debe conocer en el mayor detalle posible los resultados que se esperan de la simulación, tomando en consideración el plan de experimentación, tiempo disponible, variables de interés, tratamiento estadístico de los resultados, entre otros.

b. **Definición del sistema**

Para tener la definición precisa del sistema que se desea simular, es necesario conocer las restricciones a las que se encuentra, las variables que interactúan dentro de ella y comprender la interacción que posee con el medio real. De esta manera se espera efectividad en el proceso de simulación y en el estudio de los resultados obtenidos del modelo.

c. Formulación del modelo

Luego de que estén definidas las dimensiones del sistema, el siguiente paso es la creación del modelo que va a representar dicho sistema. En la formulación del modelo es necesario definir todas las variables que forman parte de él, sus relaciones lógicas y los diagramas de flujo que describan en forma completa el funcionamiento del sistema. La creación del modelo se inicia con el desarrollo de un modelo simple que captura los aspectos relevantes del sistema real, para luego perfeccionarse como resultado de varias iteraciones.

d. Colección de datos

Es importante contar con los datos exactos para la realización del modelo, de manera que este sea capaz de representar el funcionamiento real del sistema. Los datos pueden ser provistos por registros históricos, experimentos de laboratorios o mediciones realizadas en el sistema real. Los mismos deberán ser procesados adecuadamente para darles el formato exigido por el modelo.

e. Implementación del modelo

Como siguiente paso se tiene la utilización de algún lenguaje de propósito general o un software de propósito particular para procesar los datos recopilados y posteriormente obtener resultados.

f. Verificación

En esta etapa se comprueba que no se hayan cometidos errores durante la implementación del modelo.

g. Calibración/Validación

Una de las principales etapas de un estudio de simulación es la calibración y la validación del modelo. A través de estas es posible detallar deficiencias en la formulación del modelo. Un modelo se puede calibrar y validar mediante la exactitud con que se predicen datos históricos o la comprobación de falla del modelo.

Mientras que en la calibración se fijan los parámetros del modelo, en la validación se verifica si el modelo sigue siendo eficiente para un periodo de tiempo distinto al que se utilizó en la calibración.

h. Diseño de experimentos

En esta etapa se decide las características de los experimentos a realizar: El tiempo de arranque, tiempo de simulación y el número de simulaciones. No se debe incluir aquí la elaboración del conjunto de alternativas a probar para seleccionar la mejor, la elaboración de esta lista y su manejo es tarea de la optimización y no de la simulación.

i. Experimentación

La experimentación del modelo se realiza después de que ha sido calibrado y validado. La experimentación consiste en generar un banco de resultados y realizar el análisis de sensibilidad de los principales parámetros.

j. Interpretación

En esta etapa del estudio, se interpretan los resultados que arroja la simulación y basándose en eso se procede a tomar decisiones acerca del funcionamiento del sistema. Si es necesario, se deberán recolectar datos adicionales para refinar la estimación de los parámetros críticos del sistema.

k. Implementación y documentación

Es importante realizar la documentación técnica, incluyendo información sobre los resultados, descripción detallada del modelo y evolución histórica de las distintas etapas del desarrollo del modelo. Esta documentación será de utilidad para el posterior perfeccionamiento de la simulación.

2.4 PROPUESTA DE APROVECHAMIENTO HIDROENERGÉTICO CENTRAL HIDROELÉCTRICA ARICOTA III

La Empresa de Generación Eléctrica del Sur ha realizado estudios del aprovechamiento del río Curibaya y laguna Aricota desde los años sesenta. El esquema hidroenergético original considera un total de tres centrales hidroeléctricas en cascada, de las cuales dos ya están operando desde el año 1967, faltando una tercera por construir que es la CCHH Aricota III.

El proyecto de la CCHH Aricota III fue desarrollado a nivel perfil entre los años 2002 a 2003 y a nivel de prefactibilidad en el 2009, habiendo obtenido la aprobación de los mismos por la OPI FONAFE. Con dicha aprobación se convocó a concurso el desarrollo del Estudio de Factibilidad de la CCHH Aricota III.

Durante el 2014 se elaboró el *Estudio de Factibilidad* por intermedio del Consorcio HC-INCISA, el mismo que actualmente se encuentra en proceso de revisión por la OPI-FONAFE a fin de declarar su viabilidad y proceder con los estudios definitivos durante el ejercicio 2015-2016.

Los objetivos del proyecto fueron definidos en las etapas de perfil y pre-factibilidad y son los siguientes:

1. Ofertar una mayor potencia y energía al Sistema Interconectado Nacional (SEIN) por medio de las gestiones y administración de EGESUR.
2. Incursionar en el mercado internacional a fin de vender los “bonos de carbono”, tomando en cuenta el Protocolo de Kyoto y el Decreto Legislativo de Promoción de la Inversión para la Generación de Electricidad con el uso de Energías Renovables” (D.L. N° 1002) .
3. Consecuentemente el proyecto tiene como objetivo adicional la preservación del medio ambiente y la disminución de la contaminación ambiental, por tener la característica de ser un proyecto de electrificación bajo mecanismos de producción de “energía limpia”. Además el proyecto también tiene como objetivo mejorar la confiabilidad de EGESUR frente a los consumidores, bajar los costos de operación de la empresa e incrementar los ingresos económicos.

El proyecto se encuentra ubicado políticamente en el distrito de Ilabaya, provincia de Jorge Basadre, departamento de Tacna. La central hidroeléctrica Aricota III, se emplaza por tramos en la margen derecha e izquierda del río Curibaya (cuenca del río Locumba) en un tramo de aproximadamente 12 km de longitud que inicia en el reservorio de regulación horaria ubicado en la restitución de la CCHH Aricota II al río Curibaya.

El planteamiento actual corresponde a un aprovechamiento hidroeléctrico conformado por dos mini centrales, dispuestas de forma consecutiva, las cuales han sido denominadas Generador 1 (G1) y Generador 2 (G2). El tipo de conducción para esta alternativa es por medio de una tubería a presión enterrada. El equipamiento electromecánico para cada casa de máquinas corresponde a una turbina Francis respectivamente.

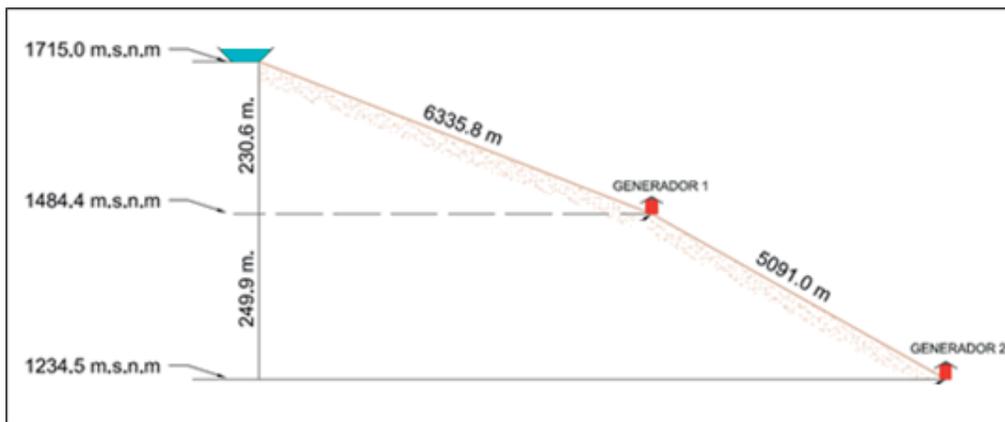


Figura 6: Esquema de aprovechamiento de la CCHH Aricota 3.

Fuente: Estudio de Factibilidad, Consorcio HC-INCISA

Debido a que toda la producción de energía eléctrica que generará la Central Hidroeléctrica Aricota III se venderá por medio del Sistema de Energía Interconectado Nacional (SEIN), su área de influencia está definido por todas las ciudades que se encuentran interconectadas por las “líneas de transmisión” del SEIN, las cuales son la totalidad de ciudades de la costa y sierra del Perú y se encuentran fuera de ésta área las ciudades de la región selva.

2.5 OPTIMIZACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA ARICOTA III

2.5.1 Optimización de la central hidroeléctrica

El proceso de formulación de un proyecto de inversión implica el análisis permanente de elementos de juicio que conduzcan a definir la mejor alternativa global, la que es obtenida de la combinación de elementos de tamaño, localización, tecnología y oportunidad; que en conjunto definen al proyecto al precisar sus características propias (Torres, 1998)

La mejor alternativa es el resultado de un proceso de iteraciones de las alternativas elementales a fin de obtener la combinación de máximo beneficio. Esto implica que una alternativa para ser seleccionada no es suficiente que tenga indicadores de rentabilidad positivos, sino que debe ser la de mayor relación beneficio/costo posible de un conjunto de alternativas, las mismas que deben ser elaboradas tendiendo a la maximización de la rentabilidad.

De lo expuesto anteriormente, se infiere que las alternativas elementales del proyecto deben ser conceptuadas dentro de lineamientos técnicos y económicos que permitan el análisis objetivo, sin visualizar soluciones preconcebidas. En consecuencia, en principio no deben darse por predeterminados el tamaño, localización, tecnología y oportunidad en base de juicios de valor.

La generación eléctrica es el proceso de producción de electricidad o energía eléctrica, en la que se utiliza una maquina llamada “alternador o generador eléctrico” para aprovechar la energía mecánica que se le aplica. En el caso de una central hidroeléctrica dicha energía mecánica proviene del agua y de la diferencia de nivel topográfico. La potencia eléctrica queda definida entonces como la capacidad que se posee para generar energía eléctrica.

Establecer el caudal de diseño y por ende la potencia de una central hidroeléctrica constituye un factor determinante en la toma decisiones en las primeras etapas del proyecto. Si el tamaño no es el óptimo, la central puede resultar sobre o subdimensionada y no ser económicamente factible.

El caudal de diseño es uno de los parámetros más relevantes en el dimensionamiento de una central hidroeléctrica pues de él depende la potencia instalada, el tamaño de las

obras civiles y otros elementos que en conjunto determinan el costo total de la central. Por otro lado, los ingresos que se esperan obtener a través de la venta de energía están directamente relacionados con los volúmenes de agua a ser turbinados, lo que a su vez también depende del caudal de derivación previsto. Entonces se puede plantear que la rentabilidad de una central hidroeléctrica está estrechamente ligada a la elección que se hace del caudal de diseño (García, 2005).

El principal problema que se presenta a la hora de determinar el caudal de diseño de una central hidroeléctrica es que por lo general se optan por métodos empíricos rígidos aplicados a proyectos que no necesariamente tuvieron las mismas características del que se quiere estudiar. Un ejemplo de lo descrito anteriormente es que los métodos convencionales no dan la posibilidad de analizar las curvas de clasificación de caudales, las cuales son particulares para cada curso de agua (García, 2005).

A continuación se exponen algunos de los métodos convencionales para la elección del caudal de diseño de una central hidroeléctrica.

- Caudal para una determinada persistencia en el tiempo. Por ejemplo, el Atlas de Potencial Hidroeléctrico del Perú (MEM, 2011) recomienda como caudal de diseño el que corresponde al 40 o 60% de persistencia para el territorio nacional.
- Otros autores recomiendan como caudal de diseño el correspondiente al 95% de persistencia.
- Caudal de diseño correspondiente a seis veces el caudal mínimo de estiaje.

Lo que se pretende en esta fase del trabajo es optimizar el caudal de diseño de una “central hidroeléctrica de derivación” mediante el desarrollo de un modelo matemático de optimización, a partir de criterios técnicos y económicos.

Asimismo, el trabajo comprende el análisis de la curva de clasificación de caudales y la estimación de costos a partir de los principales parámetros o elementos de una central hidroeléctrica de derivación (caudal, salto bruto, potencia instalada, etc).

2.5.2 Esquema de obras de una central hidroeléctrica de derivación

El esquema de obras de una central hidroeléctrica consiste principalmente de: (ITDG, 1995)

- Azud derivador
- Obra de toma
- Canal de conducción
- Desarenador
- Cámara de carga
- Tubería forzada
- Casa de máquinas

El azud desvía el caudal de agua a través de una abertura al costado del río (la abertura de la toma) hacia un canal abierto. Para separar las partículas de arena del agua se usa un desarenador. El canal sigue una ligera pendiente de modo de mantener la elevación del agua derivada. A continuación, el agua ingresa a la cámara de carga e inmediatamente prosigue a través de una tubería cerrada conocida como “tubería forzada”, la cual está conectada a una máquina hidráulica conocida como turbina. La rotación del eje del rodete se usa para accionar un generador eléctrico.

Existen por supuesto muchas variaciones para el tipo de esquema anteriormente descrito, por ejemplo, se puede eliminar el canal cuando existan dificultades para su construcción, haciendo que la tubería se conecte directamente a la turbina desde la captación o desarenador, como es el caso de la CCHH Aricota III.

2.5.3 Beneficios del aprovechamiento

El fin de todo proyecto es generar ingresos; para este caso en particular, al tratarse de una central hidroeléctrica, estos ingresos se pueden obtener mediante dos esquemas de venta de energía: la primera mediante ventas de energía por contratos, y la segunda mediante ventas de energía a precios garantizados por Subastas RER (Recurso Energético Renovable) que convoca el Estado Peruano.

Los ingresos por ventas de energía mediante contratos de suministro, también denominados PPA – Power Purchase Agreements, se obtendrían mediante la aplicación de una estrategia comercial para colocar energía en los tres mercados donde se puede comercializar: El primero es la venta al Mercado Regulado, es decir a las empresas distribuidoras, y cuyo ingreso está sujeto al precio de barra (precio que se obtiene mediante un procedimiento establecido por OSINERMIN). El segundo es la venta al Mercado Libre, cuyos ingresos dependen del precio de energía acordado mediante

contratos entre EGESUR y los Clientes Libres; y finalmente el tercero es la compra/venta en el Mercado Spot, cuya adquisición/colocación depende de los déficit/superávits de la producción de energía del proyecto, cuyos montos dependerán del costo de oportunidad de la energía, es decir del costo marginal, el mismo que varía cada 15 minutos.

De otro lado, los ingresos por ventas a precios garantizados por las Subastas RER, como su nombre lo indica se obtienen de las Subastas organizadas por OSINERMINING para este tipo de proyectos; en ese sentido cabe resaltar que un proyecto hidroeléctrico puede participar en la subasta, siempre y cuando su capacidad sea menor a 20 MW, caso que se cumple con el proyecto Aricota III.

En los estudio de evaluación de potencial hidroeléctrico del año 1968 y 2011, realizados por encargo del Ministerio de Energía y Minas, se utilizó como parámetro de evaluación de económica el costo específico teórico de producción de energía o también denominado LCOE (de las siglas en inglés Levelized Cost Of Energy) que consiste en comparar los costes unitarios entre proyectos de diferentes tamaños y/o tecnologías en ausencia de los riesgos asociados al mercado y el análisis de la tarifa eléctrica.

El costo específico teórico de producción de energía se calcula como la división entre el costo anualizado del proyecto y la energía media anual generada, usualmente se expresa en US\$/MWh. Este indicador fue utilizado en el desarrollo del presente trabajo con el nombre de índice “costo-beneficio energético”.

El beneficio anual por venta de energía que se considera para la evaluación económica del proyecto es la energía media anual generada (E). Este valor es calculado a partir de la curva de duración de caudales de cada región y su correspondiente factor de utilización.

La expresión de la energía media anual generada en MWh es la siguiente:

$$E = P \times Fu \times 24 \times 365 \dots \dots \dots (Ec.3)$$

Donde,

E : Energía media anual generada [MWh]

P : Potencia instalada [MW]

Fu : Factor de utilización

Y el valor de 24 x 365 son las horas que tiene un año.

Por su parte la potencia instalada en forma directa del salto hidráulico y del valor de caudal a ser turbinado (Q), siendo este último una de las variables determinadas en esta evaluación. La expresión de la potencia instalada en el tramo es el siguiente:

$$P = g \times n \times H \times Q \dots\dots\dots (\text{Ec.4})$$

Donde,

P : Potencia instalada [MW]

g : Aceleración de la gravedad [9.81 m/s²]

n : Eficiencia

H : Salto hidráulico [m]

Q : Caudal de diseño [m³/s]

El caudal turbinado o instalado (Q) será un caudal con una duración determinada, de modo que durante un año no se turbinará el 100% de tiempo la potencia instalada, sino que sólo aquella factible de generar con el recurso disponible en ese momento. Esta condición se evalúa mediante el factor de utilización (Fu), el cual tiene la siguiente expresión:

$$F_u = \frac{P \times T_u}{P \times T_{año}} \dots\dots\dots (\text{Ec.5})$$

Donde,

Fu : Factor de utilización

P : Potencia instalada [MW]

Tu : Tiempo en el año en que se puede turbinar Q, en horas [h]

Taño : Total de horas en un año, 8760 [h]

El factor de utilización representa el cociente entre la energía media anual generada y la energía máxima que podría generarse en un año.

2.5.4 Costos del aprovechamiento

Los métodos de costeo que se aplicaron en este trabajo son representativos de sólo la etapa de planificación del estudio, que se denominará “prefactibilidad”, y por lo tanto no están orientados a proporcionar un alto nivel de detalle del presupuesto del proyecto.

El desarrollo de una planta de energía hidroeléctrica depende en última instancia de la decisión tomada por los inversores en cuanto a si optar o no, por proporcionar financiamiento. Por lo tanto, una visión amplia de la evaluación económica del proyecto es necesaria en la etapa de prefactibilidad, en la cual se puede incluso llegar a tomar la decisión de si el proyecto debe ser llevado a cabo o no.

La Figura 7 muestra que en la etapa de prefactibilidad, la estimación del costo puede suponer que tenga una variación de hasta 50%.

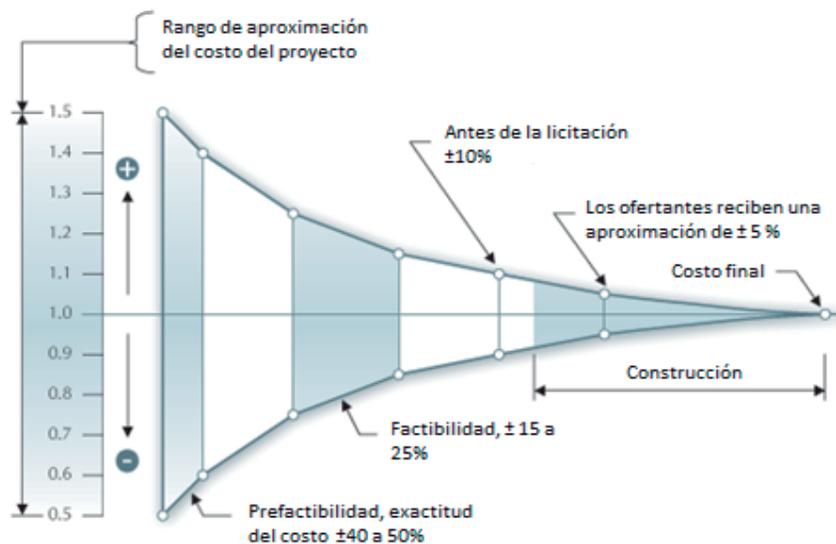


Figura 7: Aproximación de la estimación del costo de pequeñas centrales hidroeléctricas

Fuente: Gordon, citado por Tuhtan (2007).

Debido a la complejidad en el diseño de las pequeñas centrales hidroeléctricas, las metodologías a considerar para el cálculo del coste del proyecto se limitaron a formulaciones matemáticas simplificadas relacionadas a los principales parámetros de diseño tales como el salto bruto y el caudal de diseño.

Estas ecuaciones simplificadas se encuentran con frecuencia en la literatura: Christos, Horlacher y Kaltschmitt, Giesecke et al., citado por Tuhtan (2007); sin embargo los

costos resultantes no suelen ser lo suficientemente sensibles como para considerar adecuadamente de las características locales de la ubicación geográfica del proyecto.

Se optó entonces por elaborar una ecuación paramétrica propia, a partir de los costos de algunas centrales hidroeléctricas menores a 20 MW de potencia ubicadas dentro del territorio nacional, y que se encontraban a nivel de factibilidad o en fase de construcción en el año 2014. (Fuente: Osinergmin, 2014)

2.5.5 Determinación del índice costo beneficio (ICB)

El índice costo-beneficio energético de cada aprovechamiento queda definido como el cociente entre el costo total anual y sus beneficios energéticos. El mismo se calcula a través de la siguiente expresión:

$$ICB = \frac{C_{TA}}{E}$$

Donde,

ICB : Índice costo-beneficio energético del aprovechamiento [US\$/kWh]

C_{TA} : Costo total anual del aprovechamiento [US\$]

E : Energía media anual generada [kWh]

2.5.6 Determinación del caudal de diseño

La determinación o elección del caudal de diseño (Qd) surge de adoptar diferentes caudales de instalación para la central y comparar el valor de ICB resultante. De esta manera el caudal óptimo es el que corresponde al ICB mínimo.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se ubica al sur del Perú, en el departamento de Tacna, en la provincia de Candarave. Hidrográficamente, la laguna Aricota y su área de drenaje forman parte de la cuenca del río Locumba, la cual pertenece a la vertiente del Pacífico.

3.1.1 Hidrografía

El origen del escurrimiento superficial se debe a la precipitación estacional que cae sobre las laderas occidentales de la Cordillera de los Andes y el aporte de los deshielos de los nevados. La información pluviométrica existente ha permitido establecer que las precipitaciones se concentran durante los meses de enero a abril, y el período de sequías ocurre en los meses de junio a agosto.

La cuenca vertiente a laguna Aricota es de aproximadamente 1420 km² y es alimentada por los aportes de los ríos Callazas y Salado. A estos aportes naturales se suman los flujos provenientes del sistema de trasvase Kovire-Cano-Salado, el cual permite la derivación de aguas de la cuenca del río Ancoaque a la cuenca del río Salado.

Río Callazas

El río Callazas (1040 km²) es el principal tributario de la laguna Aricota con un caudal promedio histórico de 1.79 m³/s (periodo 1956-2013) en la estación de aforos Coranchay. De manera natural, nace en la Laguna Suches, la que a su vez es alimentada por los ríos Huaitire y Humapalca, sin embargo hoy en día no existe conexión entre la laguna Suches y el río Callazas, en vista de la construcción de un rajo.

Es importante indicar que en el período de estiaje el caudal del río Callazas es captado en su totalidad a través de las tomas de Coranchay, Chaullani y Tierras nuevas; sin embargo, aguas abajo existen afloramientos naturales procedentes principalmente del flujo de retorno del riego. Razón a ello, aún en el período de estiaje existen aportes del río Callazas a la laguna Aricota con un caudal promedio de 0.50 m³/s.

Río Salado

El río Salado es el tributario de la laguna Aricota con mayor concentración de sales (debido a eso la denominación de “salado”). En sus nacientes es denominado río Calientes debido a los numerosos aportes de manantiales hidrotermales con alta concentración de boro y arsénico. El otro de sus afluentes, el río Jarumas, recibe los aportes del trasvase Kovire (proveniente del río Ancoaque). La estación de aforos “Yesera” se ubica a la salida de la cuenca del río Salado, antes de la laguna Aricota, por lo que no representa un caudal natural. Corresponde a una cuenca vertiente de aproximadamente 380 km². El caudal promedio histórico de esta estación es de 1.11 m³/s.

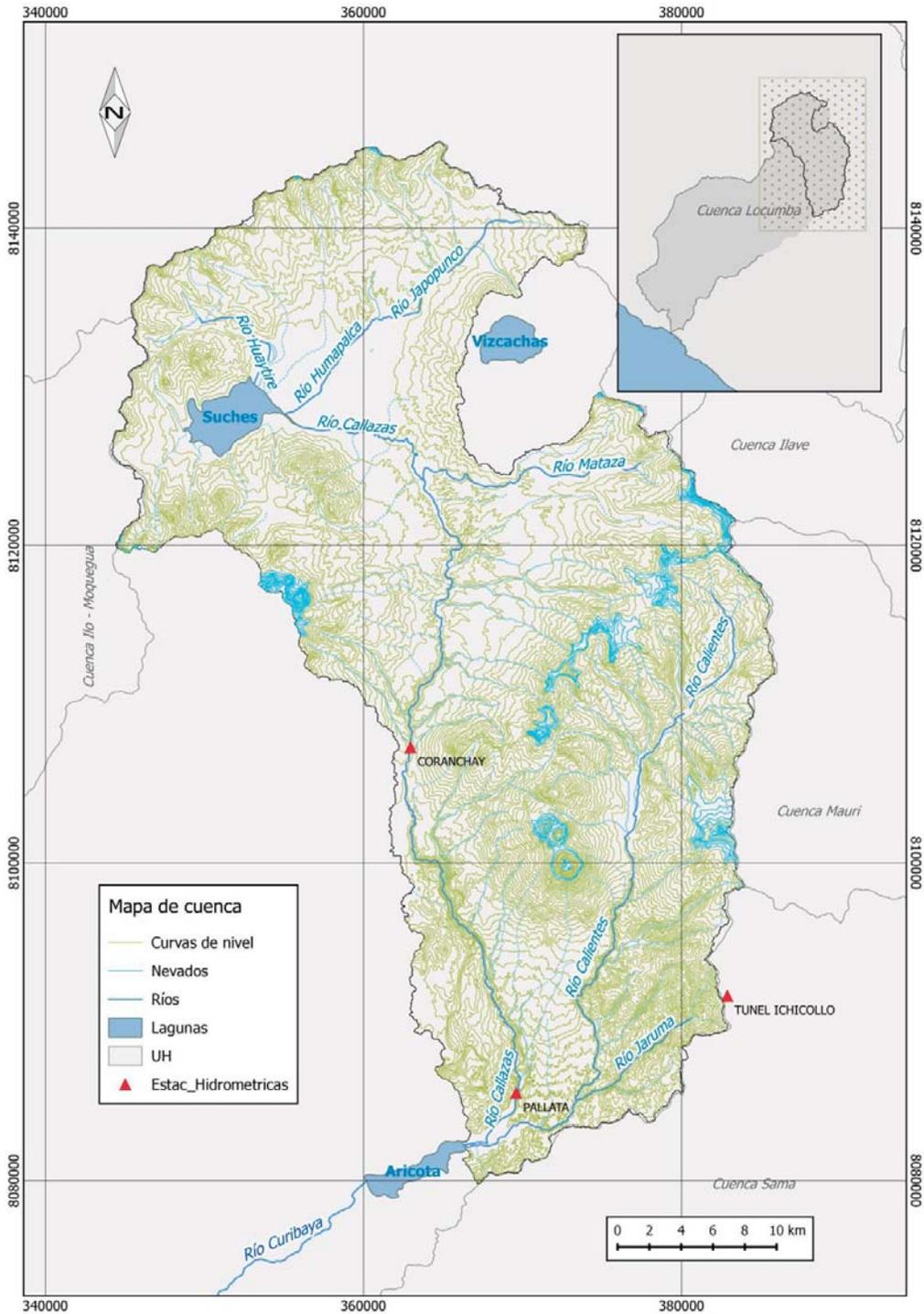


Figura 8: Mapa de la cuenca en estudio

Fuente: Elaboración propia

3.1.2 Componentes del sistema hídrico

a) Laguna Aricota

La laguna Aricota constituye el componente de regulación más importante con el que cuenta la cuenca del río Locumba. Recibe los aportes hídricos de los ríos Callazas y Salado y cuenta con volumen máximo de almacenamiento de aproximadamente 800 hm³, lo que la convierte en la actualidad en uno de los reservorios con mayor capacidad de regulación a nivel nacional. Sin embargo, tras más de tres décadas de explotación con fines hidroenergéticos, alcanzó un volumen mínimo de 20.63 hm³ en enero de 1997. Actualmente (año 2015) cuenta con un volumen aproximado de 240 hm³, debido a la disminución del caudal de explotación, la secuencia de años húmedos y el trasvase de aguas.

b) Laguna Suches

La laguna Suches se ubica en la parte alta de la cuenca Locumba a una altitud de 4460 msnm, tiene una extensión actual de 14.9 km² y un volumen de almacenamiento de aprox. 120 hm³. Actualmente tiene un régimen de explotación constante por parte de la empresa minera Southern Perú, y además tiene un aprovechamiento no consuntivo (piscicultura) por parte de los pobladores de la zona.

c) Acuífero Capillune

El acuífero Capillune tiene un importante aporte de recurso hídrico a la cuenca vertiente a la laguna Aricota. El río Callazas no tiene conexión superficial con la laguna Suches, por lo que su alimentación en época de estiaje tiene su origen en las escorrentías generadas por los afloramientos de las aguas subterráneas del acuífero en mención.

El acuífero Capillune, de constitución volcánico-sedimentaria, muy poroso en su mayor parte, en gran medida confinado, es de gran potencia, lo que lo convierte en un gran reservorio de agua. El grupo Barroso (rocas volcánicas de la región), habiendo interrumpido la continuidad regional de la formación Capillune, y teniendo expuestos en superficie amplios fracturamientos, de gran distribución, constituye localmente la zona de recarga del acuífero.

d) Centrales hidroeléctricas Aricota I y Aricota II.

En el año 1967 se construyeron las CH Aricota I y Aricota II, de una capacidad instalada total de 35.7 MW, para el aprovechamiento de las aguas de la Laguna Aricota.

Actualmente la Laguna de Aricota tiene cinco túneles y el caudal promedio anual que se extrae de la laguna es del orden de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que le permite operar con un factor de planta para Aricota I de 33% y para Aricota II de 50%. Debido a estas limitaciones sólo ingresan al sistema interconectado como centrales de punta.

El túnel de conducción a la central de Aricota I tiene 4050 metros de longitud y es a pelo libre, luego a través de la tubería forzada de 1414 metros llega a la casa de máquinas y el agua turbinada pasa al reservorio Aricota I de 6100 metros cúbicos de almacenamiento. El túnel hacia Aricota II tiene de 4212 metros de longitud a pelo libre, la tubería forzada tiene 647 metros de longitud y el agua es descargada al reservorio de compensación de 45 000 metros cúbicos de almacenamiento; luego el agua es utilizada por el sistema de riego del valle de Locumba.

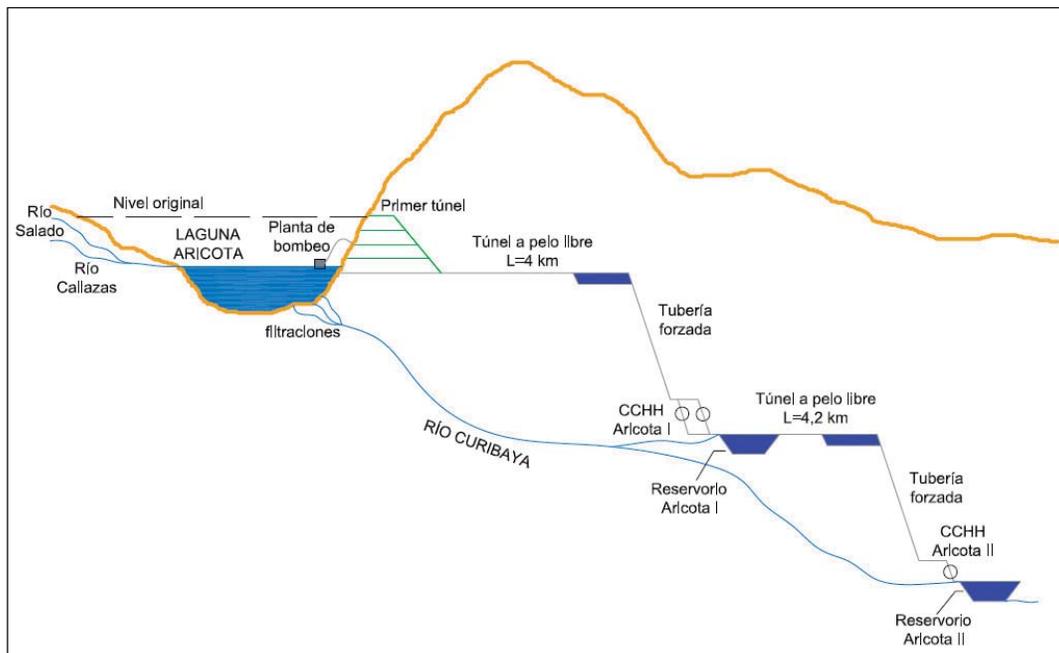


Figura 9: Esquema de aprovechamiento actual de la laguna Aricota.

Fuente: Elaborado a partir de información de EGESUR

e) Sistema de trasvase Kovire-Cano-Salado

Túnel Kovire: Con el objeto de interconectar la vertiente del Titicaca (Cuenca del río Mauri) con la vertiente del Pacífico (Cuencas Locumba y Sama) se construyó el túnel trasandino Kovire con capacidad de conducción de 13.2 m³/s y de 8.43 km de longitud. El trasvase de agua a través del túnel Kovire se inició el 11 de enero de 1996. Las filtraciones provenientes de la intercepción del flujo subsuperficial y el túnel Kovire se han estabilizado en aproximadamente 220 l/s en época seca.

Derivación Cano – Salado y túnel Ichicollo: La derivación Cano - Salado permite derivar las aguas provenientes del túnel Kovire hacia la laguna de Aricota. Tiene una capacidad de conducción 5.2 m³/s y 5.66 km de longitud y el túnel Ichicollo permite conducir 6.0 m³/s a lo largo de toda su longitud, la cual es de 0.67 km. Se complementa con la bocatoma y el dique Cano construidos para captar hasta 5.5 m³/s. Actualmente, las aguas derivadas desde la cuenca del Maure (río Ancoaque) son sólo para el afianzamiento de la laguna Aricota, permitiendo la dotación de 80 l/s hacia la cuenca del río Sama.

f) Áreas bajo riego

La bocatoma Coranchay (4100 m.s.n.m.), capta las aguas superficiales del río Callazas, las mismas que son conducidas por un canal de 2.3 m³/s de capacidad y 3.6 km de longitud hasta el partidor Marisol, que distribuye las aguas a los subsectores de riego Cairani y Huanuara en la margen derecha y Candarave y Quilahuani en la margen izquierda. En total, el sistema de riego Coranchay permite dotar de recurso hídrico a 3700 ha según su licencia de uso agrario (RADA-ANA).

Aguas abajo de la captación Coranchay, en el río Callazas, se ubican las captaciones para los bloques de riego Marjani y Aricota-Churivento.

Del lado del río Salado, en el afluente Calientes se encuentran las captaciones para los bloques de riego Sta. Cruz-Patapatani y Calleraco-Mullini, mientras en el afluente Jarumas se ubica la captación para el bloque de riego Jirata. Aguas abajo de la confluencia de los ríos Caliente y Jarumas, se ubica la captación para el bloque de riego Vilacollo-Yesera.

3.2 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

3.2.1 Información disponible

Para el análisis de precipitación se seleccionaron un total de 16 estaciones, las cuales cuentan con un registro de información mayor a diez años, ubicadas dentro y próximas a la cuenca vertiente a la laguna Aricota. La fuente de información corresponde al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI, al Proyecto Especial Tacna (PET) y a la Southern Perú Cooper Corporation (SPCC).

Cuadro 2: Relación de estaciones pluviométricas

Estación	Cuenca	Norte	Este	Altitud	Período De Registro	Fuente
Ite	Locumba	8025000	292000	150	1965 - 2013	SENAMHI
Sama	Sama	8032674	342105	532	1964 - 2006	SENAMHI
Ilabaya	Locumba	8071200	339500	1425	1964 - 2006	SENAMHI
Curibaya	Locumba	8078000	363800	2350	1964 - 2005	SENAMHI
Sitajara	Sama	8075000	383200	3100	1964 - 2006	SENAMHI
Cairani	Locumba	8088132	355176	3205	1964 - 2012	SENAMHI
Susapaya	Sama	8080500	380500	3399	1964 - 2010	SENAMHI
Candarave	Locumba	8092800	368000	3415	1964 - 2013	SENAMHI
Toquepala	Locumba	8088920	326600	3650	1952 - 2014	SPCC
Qda.Honda	Locumba	8100400	341300	4200	1966 - 2014	SPCC
Chuapalca	Maure	8081609	430940	4250	1964 - 2010	SENAMHI - PET
Challapalca	Maure	8095700	418800	4250	1964 - 2010	SENAMHI
Vilacota	Maure	8106000	392000	4390	1964 - 2012	SENAMHI - PET
Tacalaya	Locumba	8112000	352000	4400	1952 - 2014	SPCC
Suches	Locumba	8130900	352300	4452	1956 - 2014	SPCC
Vizcachas	Locumba	8132670	373000	4625	1994 - 2010	PET

FUENTE: PET, SENAMHI, SPCC

En la siguiente figura se muestra la distribución espacial de las estaciones más cercanas a la cuenca en estudio.



Figura 10: Ubicación de estaciones pluviométrica

FUENTE: Elaborado a partir de información del PET, SENMAHI y SPCC

3.2.2 Consistencia de la información pluviométrica

Para el análisis de consistencia de la información de precipitación se ha utilizado el método del vector regional (MVR) de índices pluviométricos. La hipótesis fundamental en la que se basa, consiste en asumir que para una misma zona climática sometida a un mismo régimen de precipitaciones, los totales pluviométricos anuales son pseudo-proporcionales, con una pequeña variación aleatoria cada año debido a la repartición de las lluvias dentro de la zona (el mismo principio que un análisis convencional de doble masa).

La idea básica del MVR, es la siguiente: en lugar de comparar dos por dos estaciones por correlación o doble masa, como se hace en los métodos clásicos, se elabora una estación ficticia que sea una “especie de promedio” de todas las estaciones de la zona, con la cual se comparan cada una de las estaciones.

Bajo estos conceptos, se utiliza el método de mínimos cuadrados para encontrar los índices pluviométricos anuales Z_i y la precipitación media extendida X_j . Esto se logra al minimizar la siguiente expresión:

$$\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (X_{ij} / \bar{X}_j - Z_i)$$

Donde i es el índice de año, j el índice de estación, N el número de años y M el número de estaciones. X_{ij} es la precipitación anual en la estación j el año i , X_j es la precipitación media extendida al período de N años y finalmente Z_i es el índice pluviométrico regional del año i .

El método de Y. Brunet Moret considera que el índice regional de un año (Z_i) es el promedio de los índices de todas las estaciones. Sin embargo, toma la precaución de filtrar los índices de las estaciones que se alejan demasiado del promedio, puesto que el promedio es influenciado por los valores extremos. De la misma manera, la media extendida de una estación se calcula a partir de la media de los valores observados o estimados, siempre después de filtrar los valores que se alejan demasiado de los valores de las estaciones vecinas para un mismo año.

El análisis mediante vector regional determinó la existencia de tres regiones pluviométricas en la zona de estudio, las cuales se denominaron como parte baja, media y alta:

- La parte baja, considera las estaciones de Ilabaya, Ite, Curibaya y Sama; su rango de precipitación se encuentra por debajo de 35 mm anuales y tienen una altitud límite a los 2500 msnm. En la Figura 11 se observa que es la región más heterogénea debido a la presencia de muchos valores nulos o cercanos a cero.
- La parte media, considera las estaciones de Candarave, Qda. Honda, Cairani, Sitajara, Susapaya y Toquepala; la precipitación se encuentra en un rango que va desde los 100 mm hasta los 260 mm anuales. El rango de altitud se encuentra entre los 3000 a 4000 metros.
- La parte alta, considera las estaciones de Tacalaya, Suches, Chuapalca, Challapalca y Vilacota; la precipitación total anual llega a un máximo de 450 mm y tiene como altitud máxima los 4452 metros.

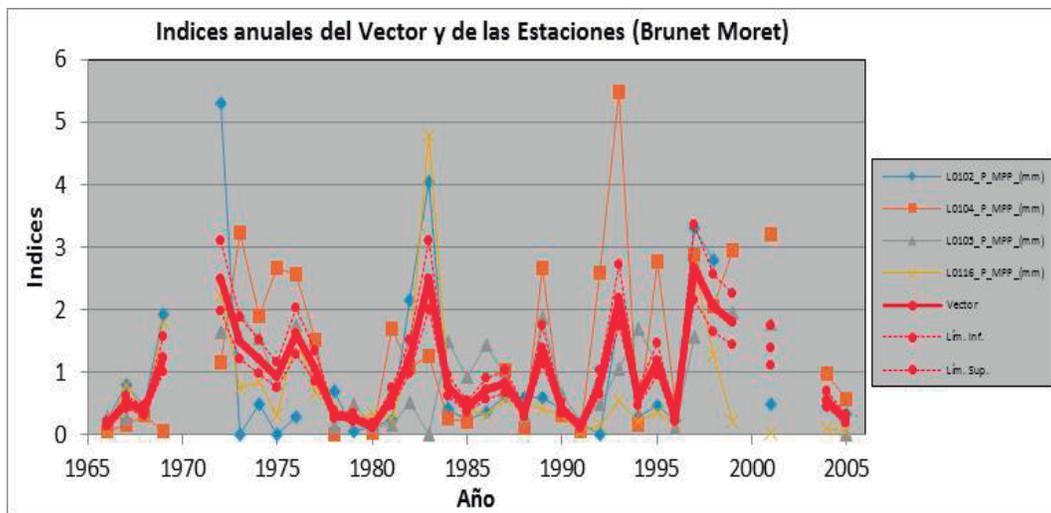


Figura 11: Vector regional de índices pluviométricos - Parte baja

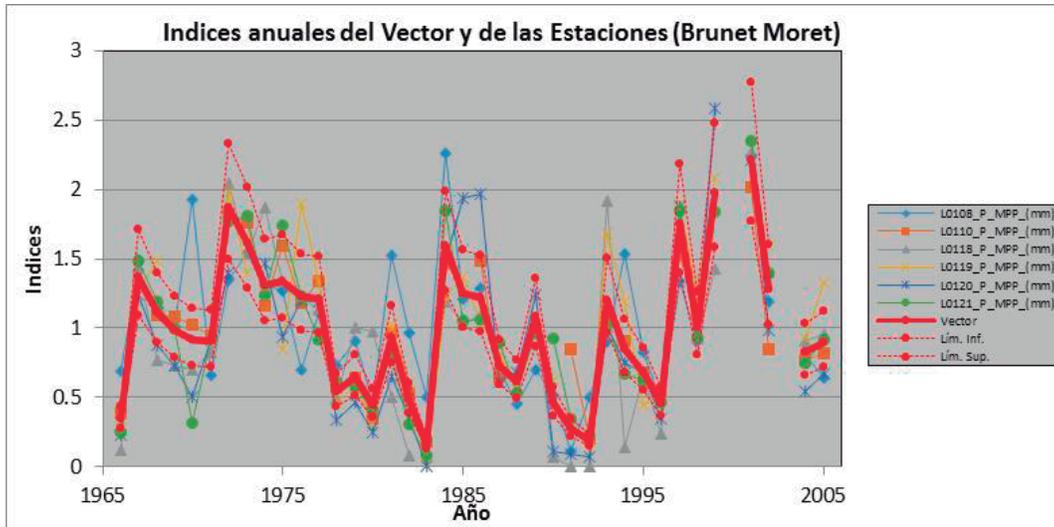


Figura 12: Vector regional de índices pluviométricos - Parte media

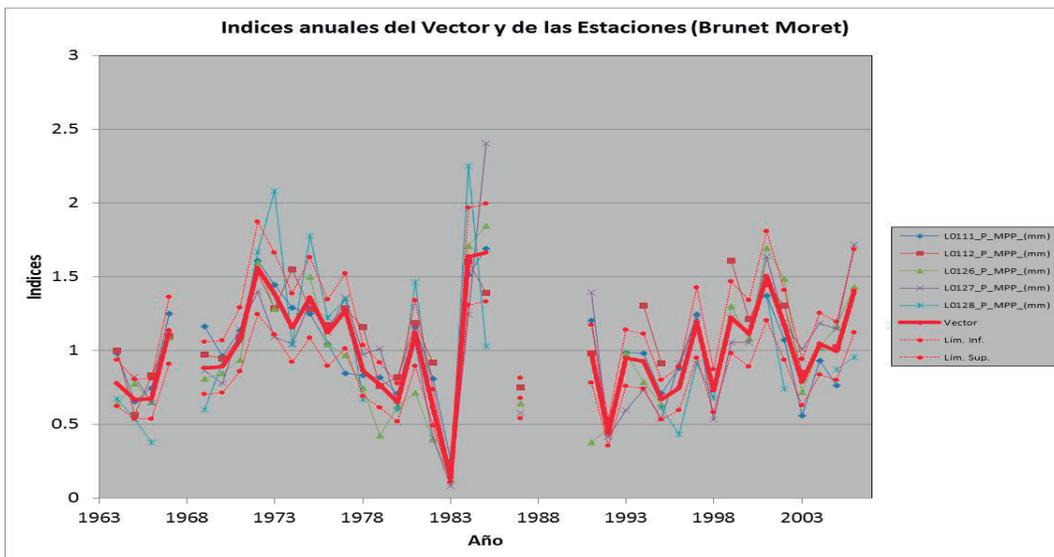


Figura 13: Vector regional de índices pluviométricos - Parte alta

De los gráficos anteriores se observa una buena correlación entre las series históricas de las estaciones pluviométricas y el vector regional en cada caso. Se considera, por lo tanto, que la información es consistente. Luego del análisis de consistencia se completaron los datos faltantes de precipitación en base a correlaciones múltiples entre las estaciones pertenecientes a cada grupo, mediante el uso del programa Hec-4.

3.3 INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA

3.3.1 Información disponible

Los registros históricos recopilados en el ámbito de influencia de la laguna Aricota son las pertenecientes a las estaciones de Coranchay y Pallata -sobre el río Callazas-, estación Yesera -sobre el río Salado- y la estación Ichicollo que registra los trasvases del río Ancoaque.

Los registros en las estaciones de Pallata y Yesera fueron interrumpidos en el periodo comprendido entre 1974 a 1990 debido a que las estaciones tuvieron que ser reubicadas por la alta erosión que se produce cerca de la laguna Aricota.

También es importante recalcar que para el periodo 1996 – 2013 los caudales aforados en el río Salado (Estación Yesera) han tenido que ser naturalizados mediante la resta de los caudales derivados a través del túnel Ichicollo (Sistema de trasvase Kovire).

Cuadro 3: Estaciones hidrométricas

ESTACIÓN	RÍO	UBICACIÓN		PERIODO DE REGISTRO
		ESTE	NORTE	
Coranchay (N)	Callazas	363509	8107052	1966-2013
Ichicollo (T)	(Túnel De Traslase)	384870	8092466	1993-2013
Aricota Yesera (I)	Salado (Calientes-Jarumas)	367151	8086826	1991-2013
Candarave Pallata (I)	Callazas	368981	8083186	1991-2013

FUENTE: Proyecto Especial Tacna.

Los índices (N), (I) y (T) corresponde a caudal natural, cuenca intervenida y aporte de trasvase respectivamente.

3.3.2 Consistencia de la información hidrométrica

El tratamiento de la información hidrométrica consistió en realizar el análisis de consistencia de los registros históricos de las estaciones Yesera, Pallata y Coranchay. La consistencia de las descargas medias mensuales fue necesaria con el fin de establecer la posible existencia de casos de no homogeneidad o inconsistencia en los datos, que puede reflejarse como “saltos” y/o “tendencias” en las series de tiempo históricas.

El análisis de consistencia comprende el análisis gráfico, el análisis de doble masa y el análisis estadístico.

- Análisis gráfico

Los histogramas son gráficas que describen el comportamiento de una variable respecto al tiempo. El análisis gráfico consiste en analizar visualmente la presencia de saltos y/o tendencias en las series históricas.

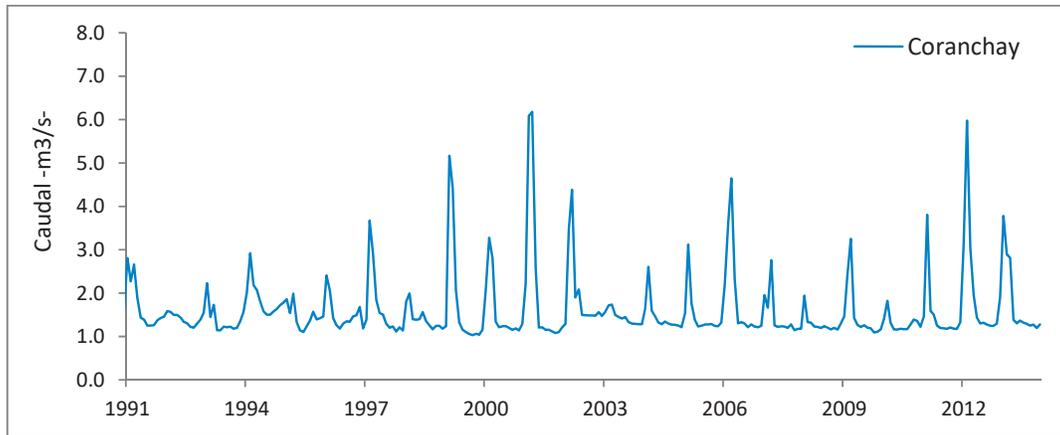


Figura 14: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Coranchay.

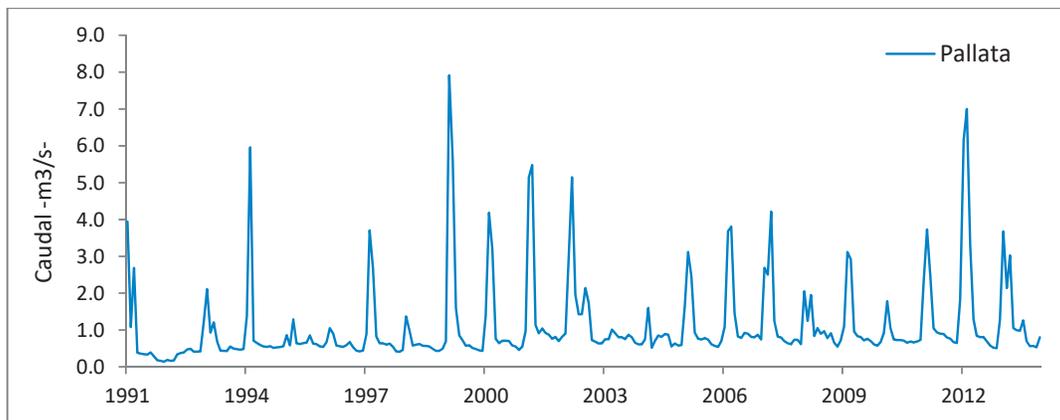


Figura 15: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Pallata.

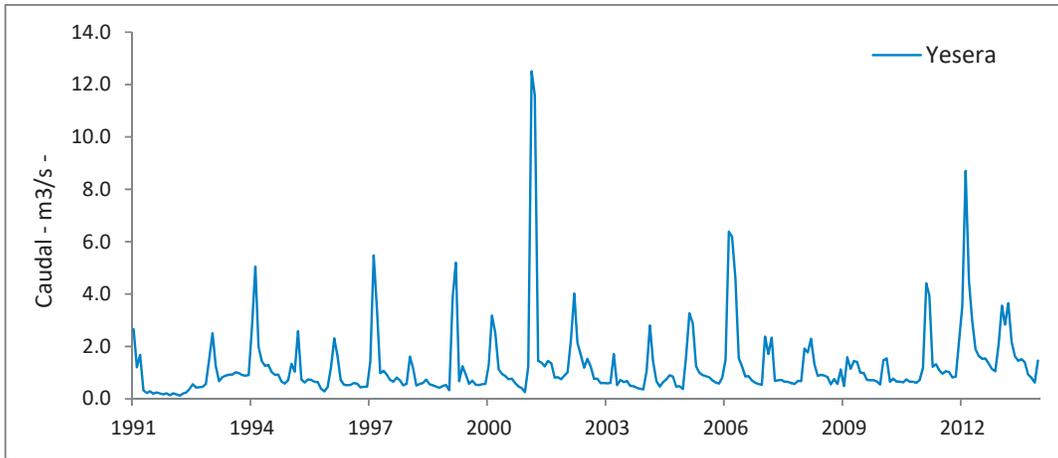


Figura 16: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Yesera

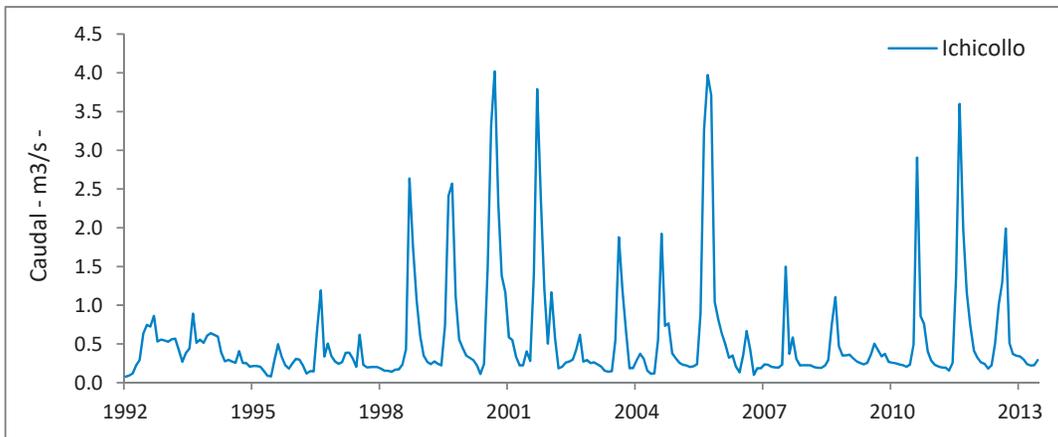


Figura 17: Registros históricos de caudales medios mensuales en la estación Ichicollo

- **Análisis de doble masa**

Los diagramas de doble masa junto con el análisis visual sirven para determinar el rango de los periodos dudosos y confiables para cada estación en estudio. Los errores posibles se pueden detectar por el cambio de pendiente en la recta de doble acumulaciones.

Al existir un cambio de pendiente se sugiere que alguno de los periodos contiene información dudosa. Tal suposición se corrobora mediante el análisis estadístico. Para el periodo común de datos (1991-2013) no se encontraron quiebres en las curvas de doble masa, en ningún caso.

- Análisis estadístico

Se realizó el análisis estadístico para confirmar la consistencia en la información: prueba de “T” de Student para la media y “F” de Fisher para la desviación estándar, para una aceptación del 95% de probabilidad. No se detectaron inconsistencias en la información

- Análisis de tendencias

Se realizó a través del método de regresión lineal $Q_t = a + b \cdot t$, donde Q_t es una serie de tiempo anual de caudales. Para averiguar si la tendencia es significativa se analizó el coeficiente de correlación R. En este caso se calculó el estadístico T_c , según:

$$T_c = \frac{R\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-R^2}}$$

Donde:

N: número total de datos

R: coeficiente de correlación

Si $Abs(T_c) > T_{\text{tabla}}(95\%, \alpha=0.05)$ R es significativo y por lo tanto la tendencia es significativa.

Se encontró una tendencia estadística en la estación Coranchay para el periodo 1966-1990; por lo tanto, solo se consideró como periodo fiable el que comprende los años 1990-2013.

3.3.3 Filtraciones de la laguna Aricota

El dique de la laguna Aricota fue originado por un deslizamiento producido en la margen derecha del río Curibaya como consecuencia de una serie de fenómenos naturales de geodinámica externa e interna. Como consecuencia se producen flujos de agua a través de las fracturas del material que conforma el dique. Estas filtraciones afloran en varios puntos aguas abajo de la laguna, sin embargo gran parte del flujo se encuentra localizado y se cuenta con un registro histórico de caudales desde enero de 1999 a Octubre del 2012, el cual tiene un caudal promedio de $0.66 \text{ m}^3/\text{s}$.

El periodo de registro entre los años 1999 – 2005 muestra una gran dependencia entre el caudal de filtración y el nivel de agua almacenado en la laguna Aricota (Ver Figura 18)

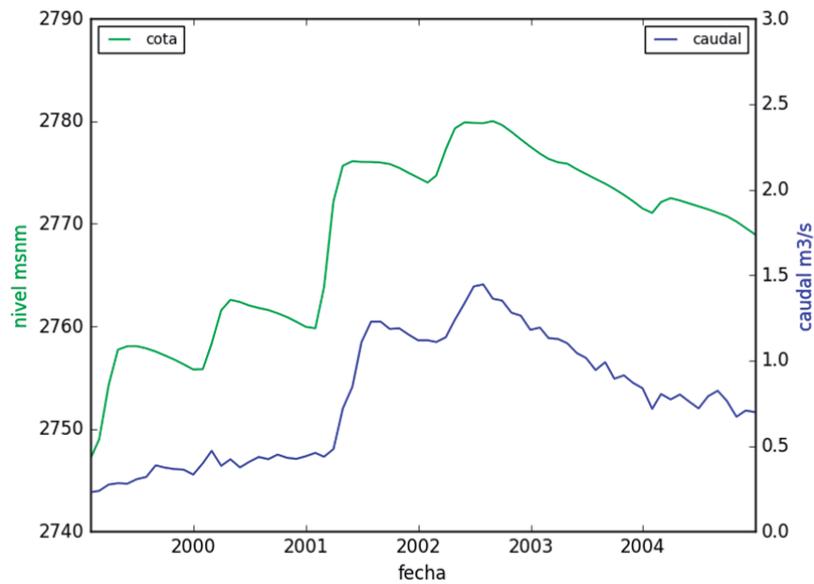


Figura 18: Caudal de filtración de la laguna Aricota.

Es de esperarse que exista una relación entre las dos variables pues el caudal de filtración se origina producto de la carga hidráulica del nivel de agua en la laguna. La siguiente gráfica muestra el análisis de regresión entre ambas variables.

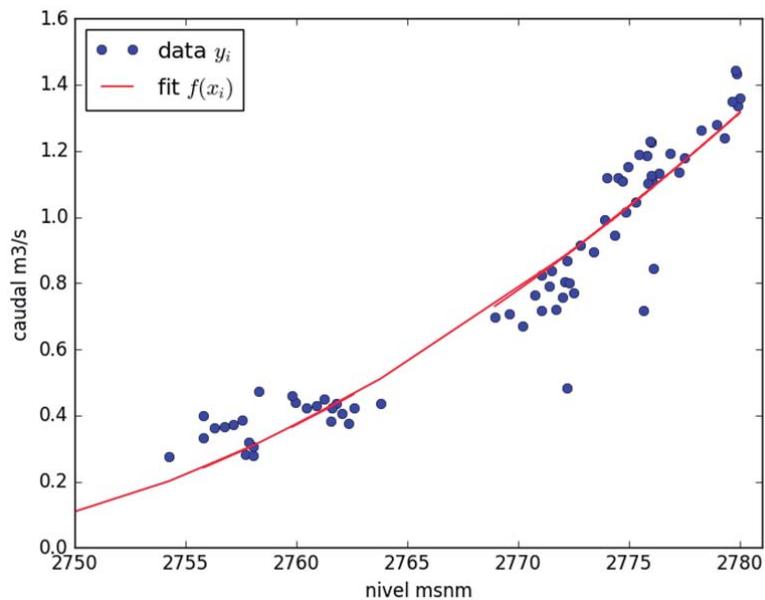


Figura 19: Caudal de filtración versus nivel de agua en la laguna Aricota.

Se encontró una relación del tipo:

$$Q_{filtracion} = 0.00162595 \times (h - 2740)^{1.81479}$$

Donde “h” es la cota del nivel de agua en la laguna, expresado en msnm.

3.4 SIMULACIÓN DEL SISTEMA EN WEAP

En la presente tesis, el modelo del sistema hídrico Aricota fue desarrollado por medio de la aplicación de WEAP (Evaluación y Planificación del Agua).

El propósito de la construcción del modelo hidrológico es representar el ciclo hidrológico de forma continua, siendo la escala de trabajo la variación a nivel mensual.

WEAP es un software que se basa en el principio de contabilidad del balance de agua y es aplicable a sistemas de agua potable, sistemas agrícolas, centrales hidroeléctricas, cuencas individuales o sistemas más complejos.

3.4.1 Definición de los límites del modelo

En esta etapa se establecieron los límites físicos y temporales, además de los principios de funcionamiento del modelo.

El espacio geográfico que comprende el modelo corresponde al área que abarca la cuenca vertiente a la laguna Aricota, la propia laguna como embalse de regulación, y las dos centrales hidroeléctricas que se abastecen de sus aguas.

El marco temporal del modelo, abarca el periodo 1966-2013, con fines de calibración del modelo se eligió el periodo 1991-2003, y para la validación del modelo se eligió el periodo 2004-2013

La cuenca vertiente a la laguna Aricota tiene influencia del acuífero Capillune, este acuífero aporta agua al río Callazas, la cual es almacenada finalmente en la laguna Aricota. La laguna Aricota almacena el agua proveniente de los ríos Callazas y Calientes (este último recibe aguas trasvasadas de la cuenca del río Ancoaque), y posteriormente el agua es enviada hacia aguas abajo mediante bombeo realizado para la operación de las centrales hidroeléctricas Aricota I y Aricota II.

Para la elaboración del modelo, la cuenca en estudio ha sido dividida en 17 microcuencas, las cuales han sido definidas en función a las estaciones de aforo, existencia de captaciones para riego, lagunas, entre otros.

A continuación se presentan las microcuencas o unidades de estudio (17 en total) generadas en función de los puntos donde interesa conocer la disponibilidad hídrica, que representarán los nudos de entrada de agua en el modelo hidrológico.

Cuadro 4: División de microcuencas.

Código	Subcuenca	Nombre	Área (km²)	Altitud media (msnm)
Mic_01		Microcuenca 1	89.4	4692
Mic_02		Microcuenca 2	62.7	4592
Mic_03		Microcuenca 3	237.6	4680
Mic_04		Microcuenca 4	332.4	4718
Mic_05	Callazas	Microcuenca 5	88.2	4555
Mic_06		Microcuenca 6	35.3	4274
Mic_07		Microcuenca 7	43.4	4542
Mic_08		Microcuenca 8	29.9	4029
Mic_09		Microcuenca 9	8.3	4537
Mic_10		Microcuenca 10	105.3	3578
Mic_11		Microcuenca 11	28.8	4947
Mic_12		Microcuenca 12	51.6	4783
Mic_13		Microcuenca 13	116.7	4718
Mic_14	Salado	Microcuenca 14	117.1	3990
Mic_15		Microcuenca 15	17.2	3957
Mic_16		Microcuenca 16	20.7	3484
Mic_17		Microcuenca 17	27.2	2998

FUENTE: Elaboración propia

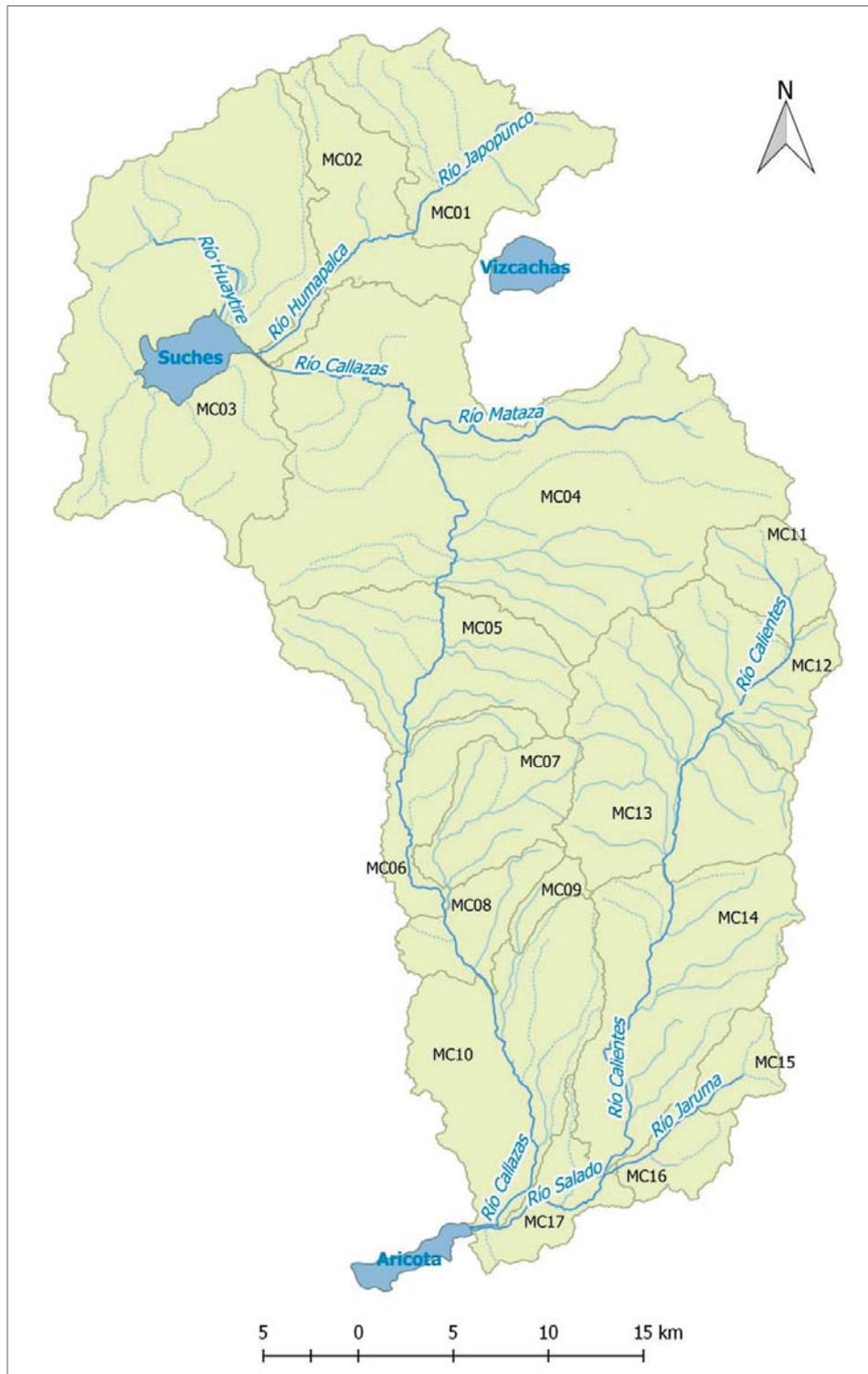


Figura 20: Definición de microcuencas

FUENTE: Elaboración propia

3.4.2 Definición esquemática del modelo

Los elementos considerados en el esquema se describen a continuación:

a. Subcuencas (Catchments)

Representa las unidades hidrológicas donde se lleva a cabo el proceso de transformación precipitación-escorentía. Cada uno de estos nodos funciona en base al esquema mostrado en la Figura 4.

b. Ríos y/o quebradas (Rivers)

Lo constituyen el río Callazas, el río Salado y el río Curibaya.

c. Los puntos de control (Streamflow Gauge)

Representan los puntos de control para la calibración del modelo, disponen de información hidrométrica para compararlo con los caudales resultantes. En el presente modelo tenemos los puntos de control Coranchay y Pallata ubicados en el río Callazas; Yesera ubicado en el río Calientes.

c. Nodos de demanda (Demand Site)

Representa la demanda hídrica a nivel mensual de los bloques de riego de: Tierras nuevas, Candarave, Quilahuani, Huanurara, Cairani, Yucamani, Marjani, Aricota-Churivento, Santa Cruz-Patapatani, Calleraco-Mullini. En algunos casos estos nodos han sido agrupados para simplificar el esquema del modelo. También considera la demanda de uso minero (SPCC)

d. Reservorios (Reservoirs)

La laguna Aricota es el componente encargado de regular las aguas que atenderán los requerimientos energéticos. También se considera la laguna Suches.

e. Líneas de transmisión (Transmission Link)

En el modelo la línea de transmisión se encarga de conducir y distribuir el agua hacia los nodos de demanda, según sea su requerimiento.

f. Flujo de retorno (Return Flow)

En el modelo representa el flujo de retorno de agua hacia el río a consecuencia de las pérdidas por percolación durante el riego por gravedad. Se calcula como una fracción del agua consumida en los sitios de demanda.

g. Derivaciones o conducciones (Diversions)

En el modelo representa estructura de conducción de agua tales como canales, tuberías o túneles. También representa los caudales derivados desde el río Ancoaque hacia el río Salado (Proyecto de afianzamiento Kovire-Cano-Salado).

h. Centrales hidroeléctricas

En el modelo representa las centrales hidroeléctricas Aricota I y Aricota II.

g. Fuentes subterráneas

En el modelo representa el acuífero Capillune y las filtraciones que se producen en el dique natural que represa las aguas almacenadas en la laguna Aricota.

Para el acuífero Capillune se utilizó el método GW-SW (groundwater and surfacewater interactions) que consiste en especificar los volúmenes de entrada y salida del acuífero para realizar un balance de masas.

A continuación se muestra el esquema del sistema hídrico Aricota en base a la tipología del modelo WEAP.

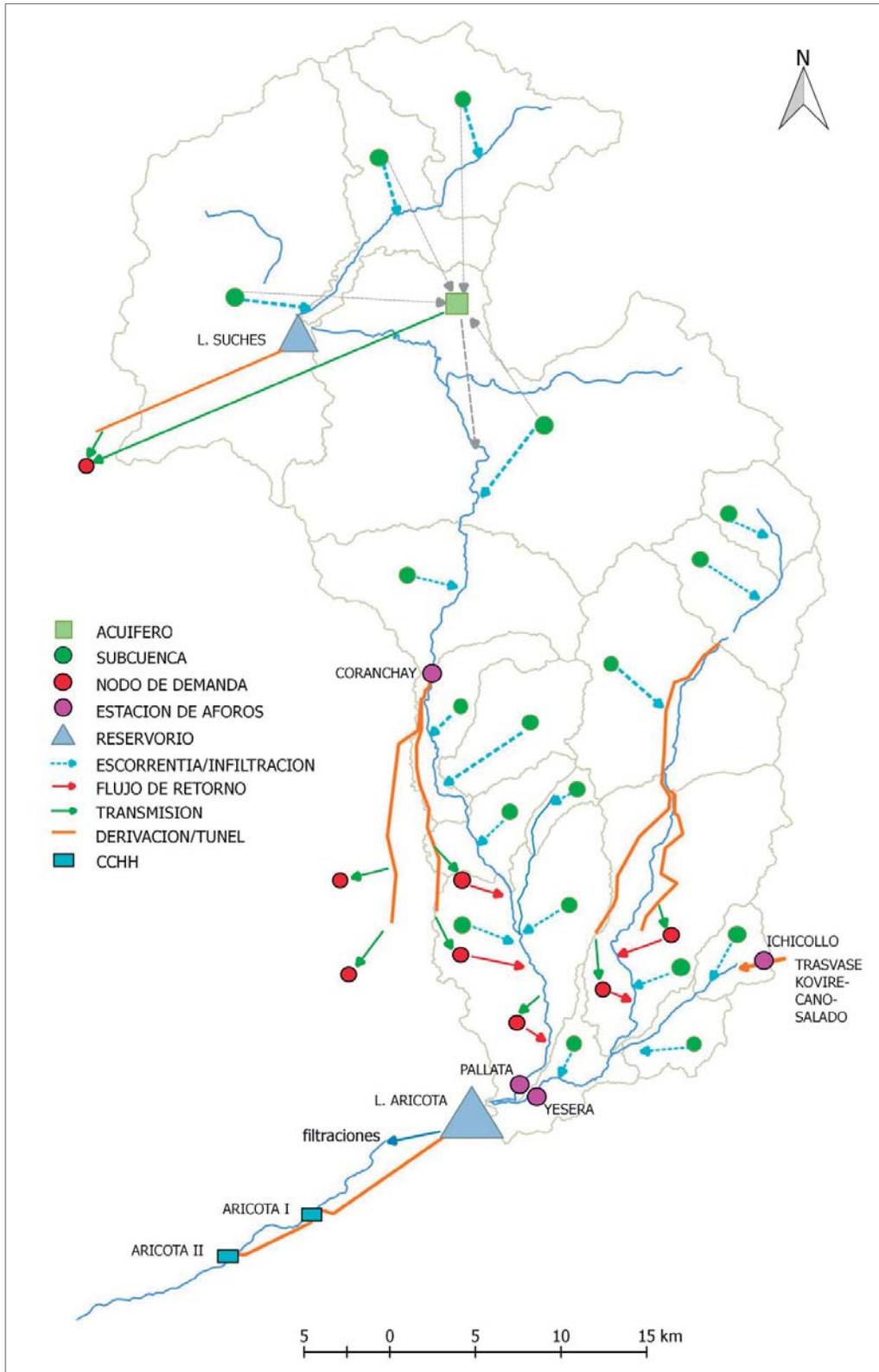


Figura 21: Esquema del sistema Aricota en WEAP.

FUENTE: Elaboración propia

WEAP emplea una paleta de diferentes objetos y procedimientos accesibles a través de una interfaz gráfica que puede ser usada para analizar un amplio rango de temas e incertidumbres a las que se ven enfrentados los planificadores de recursos hídricos, incluyendo aquellos relacionados con el clima, condiciones de la cuenca, proyecciones de demanda, condiciones regulatorias, objetivos de operación e infraestructura disponible.

A diferencia de otros modelos de recursos hídricos típicos basados en modelación hidrológica, WEAP es un modelo que utiliza variables climáticas. Por otra parte y de manera similar a estos modelos de recursos hídricos, WEAP incluye rutinas diseñadas para distribuir el agua entre diferentes tipos de usuarios.

El modelo hidrológico integrado en el WEAP es espacialmente continuo con un área de estudio configurado como un set de subcuencas contiguas que cubren toda la extensión de la cuenca de análisis.

Un set homogéneo de datos climáticos (precipitación, temperatura, humedad relativa y velocidad del viento) es utilizado en cada una de estas subcuencas, que se encuentran divididas en diferentes tipos de cobertura/uso de suelo.

El modelo hidrológico describe el comportamiento de la cuenca de manera semi distribuida, tomando como unidades de análisis hidrológico el espacio definido por microcuencas, a las que se denominan “catchments”.

Un modelo conceptual unidimensional con dos reservorios de balance de agua para cada tipo de cobertura/uso de suelo, reparte el agua entre escorrentía superficial, infiltración, evaporación, flujo base y percolación. Los valores de cada una de estas áreas se suman para obtener los valores agregados en cada subcuenca.

En cada tiempo de corrida del modelo, WEAP calcula primero los flujos hidrológicos, que son traspasados a los ríos y acuíferos asociados. La distribución de agua se realiza para el mismo tiempo de corrida, donde las restricciones relacionadas con las características de los embalses y la red de distribución, las regulaciones ambientales y a la vez las prioridades y preferencias asignadas a diferentes puntos de demanda son usadas como condiciones de operación de un algoritmo de programación lineal que maximiza la satisfacción de demanda hasta el mayor valor posible.

3.4.3 Ingreso de información

a) Cobertura vegetal

La capa de cobertura de vegetal que inicialmente presentaba nueve tipos de clasificación fue reclasificada para representar los tipos cobertura más representativos de la cuenca las cuales fueron identificadas como matorral arbustivo (9.1%), pajonal altoandino (33.8%), y área altoandina con escasa y/o sin vegetación (48.1%).

Cuadro 5: Cobertura vegetal

Cobertura Vegetal	Símbolo	Área -km2-	Porcentaje %
Agricultura andina	Agri	63.5	4.4%
Área urbana	U	1.4	0.1%
Área altoandina con escasa y/o sin vegetación	Esv	686.8	48.1%
Bofedal	Bo	20.6	1.4%
Bosque relicto altoandino	Br-al	24.1	1.7%
Glaciar	Gla	7.3	0.5%
Lagunas, lagos y cochas	L/Co	12.3	0.9%
Matorral arbustivo	Ma	129.6	9.1%
Pajonal andino	Pj	482.3	33.8%
Total	-	1428.0	100.0%

FUENTE: Mapa Nacional de Cobertura Vegetal, MINAM (2015).

La agrupación de los tipos de cobertura vegetal permite simplificar el modelo lo cual se refleja posteriormente en menores tiempo de corrida.

Cuadro 6: Agrupación de coberturas

Cobertura	Agrupación
Agricultura andina (4.4%)	Matorral
Área urbana (0.1%)	
Matorral arbustivo (9.1%)	
Bofedal (1.4%)	Pajonal
Bosque relicto altoandino (1.7%)	
Pajonal andino (33.8%)	
Glaciar (0.5%)	Tierras altoandinas
Lagunas, lagos y cochas (0.9%)	
Área altoandina con escasa y/o sin vegetación (48.1%)	

FUENTE: Elaboración propia

Algunos tipos de cobertura vegetal como el bofedal o el bosque relicto andino pueden llegar a tener funciones hidrológicas diferentes al pajonal altoandino, sin embargo se

agruparon dentro de este último debido a que constituye un área muy poco representativa de toda la cuenca.

Con la información de las coberturas del suelo se procedió a distribuir un porcentaje de cobertura a cada microcuenca, dicha distribución se presenta en el siguiente cuadro.

Cuadro 7: Distribución porcentual del tipo de cobertura vegetal

Nombre	Cobertura vegetal		
	Matorral	Pajonal	Tierras altoandinas
Microcuenca 1	0	66	34
Microcuenca 2	0	87	13
Microcuenca 3	0	56	44
Microcuenca 4	0	73	27
Microcuenca 5	0	83	17
Microcuenca 6	41	59	0
Microcuenca 7	3	91	6
Microcuenca 8	55	42	3
Microcuenca 9	11	53	36
Microcuenca 10	86	13	1
Microcuenca 11	0	50	50
Microcuenca 12	0	86	14
Microcuenca 13	0	70	30
Microcuenca 14	60	26	14
Microcuenca 15	84	6	10
Microcuenca 16	100	0	0
Microcuenca 17	100	0	0

FUENTE: Elaboración propia

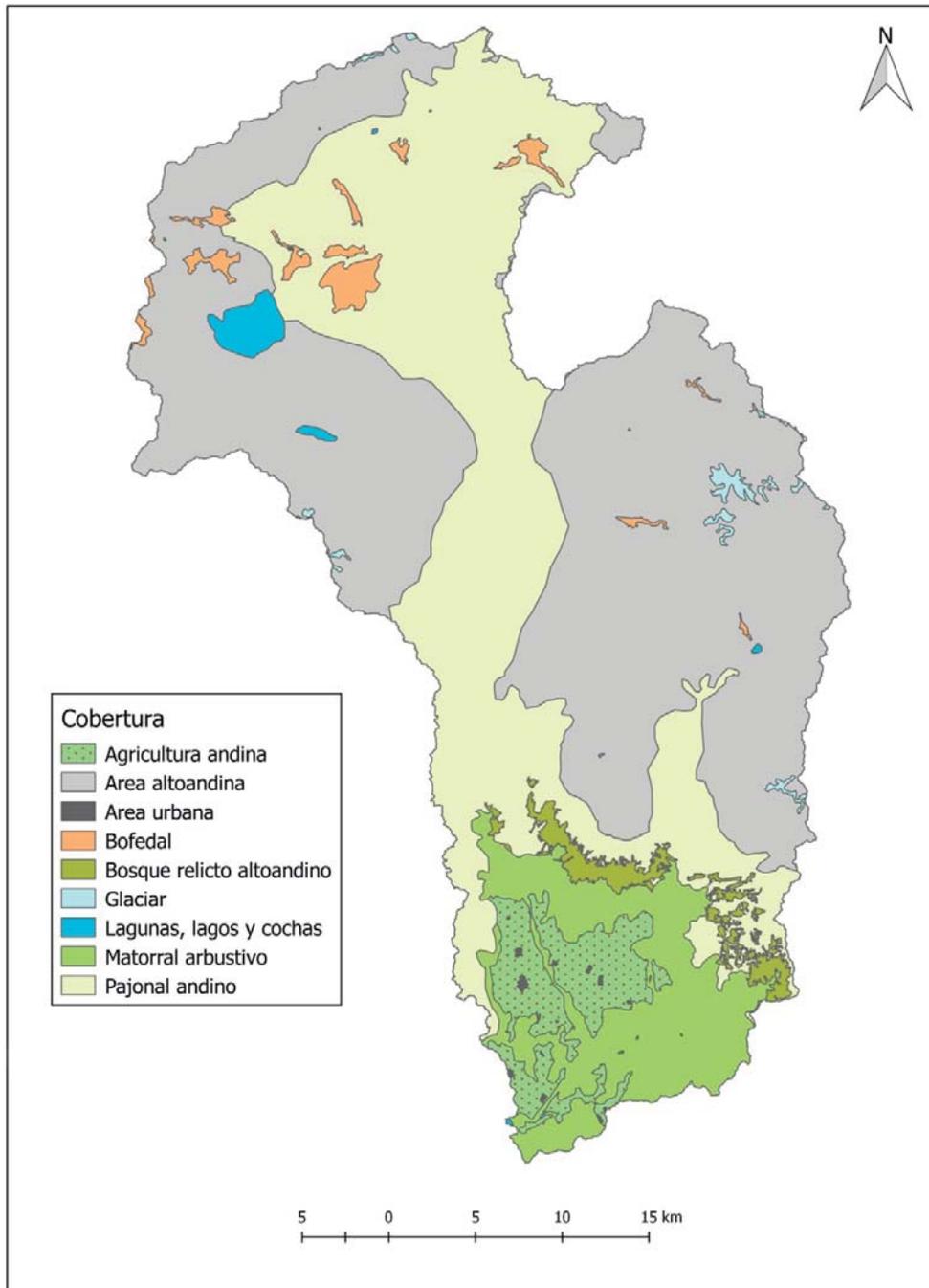


Figura 22: Mapa de cobertura vegetal en el área de estudio.

FUENTE: MINAM, 2015.

b) Datos climáticos.

En el modelo WEAP se introducen los datos de precipitación total mensual en el periodo de estudio de 1966 - 2013 y para cada subcuenca modelada. La serie de precipitación en cada subcuenca se obtuvo mediante la interpolación de las series completadas y consistentes en las estaciones pluviométricas. Las otras variables climáticas introducidas en el modelo hidrológico son la temperatura, la humedad relativa y la velocidad del viento.

c) Reservorios

La cuenca vertiente a la laguna Aricota tiene dos lagunas de gran importancia: Suches y Aricota, estas lagunas regulan el agua incrementando la oferta hídrica durante el periodo de estiaje, se encuentran represadas de forma natural.

La laguna Suches se ubica en la parte alta de la cuenca Locumba a una altitud de 4460 msnm, tiene una extensión actual de 14.9 km² y un volumen de almacenamiento de aprox. 120 hm³. Actualmente tiene un régimen de explotación plana por parte de la empresa minera Southern Perú, y además tiene un aprovechamiento no consuntivo (piscicultura) por parte de los pobladores de la zona.

La laguna Aricota se ubica en la parte media de la cuenca a una altitud de 2760 msnm, tiene una extensión actual de 7.1 km² y un volumen de almacenamiento total aproximado de 850 hm³. Actualmente tiene un régimen de explotación controlado por parte de EGESUR para el abastecimiento de las centrales hidroeléctricas Aricota I y Aricota II.

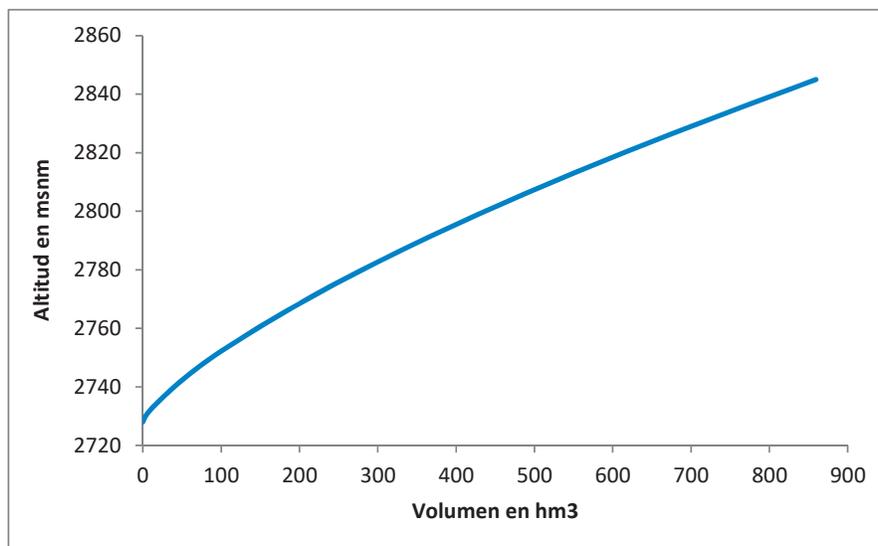


Figura 23: Curva elevación-volumen, laguna Aricota.

FUENTE: Estudio de Factibilidad, Consorcio HC-INCISA.

d) Demandas

En la formulación del modelo es necesaria la implementación de las demandas ubicadas aguas arriba de los puntos de aforo con el objeto de tratar de representar las salidas de agua en el sistema. Estas demandas son detalladas en el siguiente cuadro:

Cuadro 8: Volumen de demanda de agua para uso agrícola.

Nº	Nodo de demanda	Área (ha)	Volumen total (hm3/año)	Volumen de demanda agrícola (hm3/mes)											
				Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1	Tierras Nuevas	83.89	1.85	0.15	0.11	0.12	0.13	0.12	0.11	0.13	0.15	0.18	0.22	0.22	0.21
2	Candarave	939.25	20.33	1.67	1.2	1.34	1.39	1.3	1.21	1.38	1.61	1.96	2.44	2.41	2.4
3	Quilahuani	650.7	13.8	1.16	0.81	0.9	0.94	0.89	0.82	0.93	1.05	1.33	1.65	1.66	1.66
4	Cairani	1166.25	25.55	2.06	1.47	1.68	1.76	1.65	1.54	1.75	2.04	2.52	3.07	3.03	2.97
5	Huanuara	635.84	13.76	1.18	0.82	0.86	0.91	0.85	0.8	0.91	1.06	1.34	1.67	1.68	1.68
6	Cairani - Chaullani	82.37	1.8	0.15	0.1	0.12	0.12	0.12	0.11	0.12	0.14	0.18	0.22	0.21	0.21
7	Huanuara - Chaullani	83.25	1.8	0.15	0.11	0.11	0.12	0.11	0.1	0.12	0.14	0.18	0.22	0.22	0.22
8	Yucamani	308.21	6.76	0.56	0.4	0.43	0.46	0.43	0.41	0.46	0.54	0.64	0.81	0.8	0.81
9	Marjani	16.04	0.34	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
10	Aricota - Churivento	158.29	3	0.23	0.16	0.23	0.25	0.24	0.22	0.24	0.2	0.25	0.32	0.32	0.33
11	Sta. Cruz - Patapatani	886.41	20.62	1.67	1.19	1.34	1.42	1.34	1.25	1.42	1.65	2.01	2.48	2.43	2.41
12	Callerao - Mulluni	351.07	7.64	0.65	0.46	0.5	0.51	0.48	0.45	0.51	0.6	0.73	0.92	0.91	0.92
13	Jirata	152	3.26	0.28	0.2	0.21	0.21	0.2	0.19	0.21	0.25	0.31	0.4	0.4	0.4
14	Vilacollo - Yesera	141.57	3.03	0.25	0.17	0.2	0.21	0.2	0.18	0.21	0.24	0.3	0.36	0.36	0.36

FUENTE: Programa de Formalización de Derechos de Uso de Agua (PROFODUA, 2011).

3.5 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO

3.5.1 Calibración del modelo

La evaluación del proceso de calibración, se realizó mediante la comparación de los caudales observados en las estaciones de aforo y los caudales obtenidos a través de la simulación. El análisis realizado permitió efectuar varios ajustes en el modelo, hasta alcanzar el grado de correspondencia perteneciente al rango de aceptación en un estudio de simulación.

El proceso de calibración del modelo, fue un proceso iterativo y manual; se hicieron las modificaciones necesarias en el funcionamiento del modelo, en especial en los parámetros de conductividad, capacidad de almacenamiento, factor de resistencia a la escorrentía y dirección de flujo.

En el siguiente cuadro se presenta los parámetros obtenidos en la calibración, los cuales han sido aplicados de forma inicial a todas las subcuencas.

Cuadro 9: Parámetros de calibración del modelo

Parámetro	Unidad	Valor
Kc (coeficiente del cultivo)	-	0-1.5
Capacidad de agua en la zona de raíces	mm	0-1000
Conductividad en zona de raíces	mm/mes	0-500
Dirección del flujo	% horizontal	0-1
Z1 inicial	%	25
Z2 inicial	%	25
Capacidad de agua en zona profunda	mm	0-1000
Factor de resistencia a la escorrentía	-	0.1-10
Conductividad en la zona profunda	mm/mes	0-500

FUENTE: Elaboración propia.

El modelo se construyó para un periodo de tiempo en el que los datos climáticos (precipitación, temperaturas, HR, etc.) coinciden con los datos hidrométricos, lo cual permite realizar los procesos de calibración y validación. Este periodo de tiempo está conformado por veintitrés (23) años, desde 1991 hasta 2013, dividiendo trece (13) años (1991 – 2003) para la calibración y diez (10) años (2004 – 2013) para la validación.

Los índices utilizados en la medición del grado de aproximación del modelo, fueron los índices de eficiencia de Nash-Sutcliffe, el sesgo (Bias o desviación relativa de los caudales) (Weglarczyk 1988), y el error cuadrático medio (EMC)

$$E_f = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o,i} - \bar{Q}_0)^2}$$

$$BIAS = 100 \left[\frac{\bar{Q}_s - \bar{Q}_0}{\bar{Q}_0} \right]$$

$$EMC = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2,$$

Donde $Q_{s,i}$ y $Q_{o,i}$ corresponden a los caudales simulados y observados, respectivamente, para cada paso tiempo i , y n corresponde al número total de pasos de tiempo. Q_s y Q_o son el promedio de los caudales simulados y observados respectivamente.

La aproximación del modelo es más eficiente cuando el índice de Nash-Sutcliffe se aproxima a 1; lo contrario para el BIAS y EMC, los que reflejan una mayor eficiencia cuando el valor sea acerca a cero.

Los resultados obtenidos de la evaluación del periodo de calibración, se muestran en el capítulo IV.

3.5.2 Validación del modelo

El proceso de validación del modelo, consistió en aplicar el modelo calibrado en el periodo 1991-2003 a un periodo de tiempo distinto (2004-2013). El fin de este análisis, fue la de evaluar el grado de aproximación obtenido mediante el modelo en un periodo cualquiera.

Al igual que en el periodo de calibración, en los años 2004-2013 existe bastante variabilidad en la distribución temporal del caudal de los ríos Callazas y Salado, de modo que se estaría previendo de un periodo de modelación con distintas condiciones que repercuten en la disponibilidad hídrica de la laguna. Los resultados de la evaluación del periodo de validación se muestran en el capítulo IV.

3.6 ESTIMACIÓN DE LOS COSTOS DE LA CCHH ARICOTA III

3.6.1 Metodología de costo paramétrico

La Asociación Americana de Ingeniería de Costos (AACE) describe la *estimación de costos* como un “proceso predictivo usado para cuantificar el costo y el precio de los recursos requeridos por una opción de inversión de activos, actividad o proyecto; para un determinado alcance”.

Los métodos y técnicas utilizados para obtener un costo estimado típicamente varían según el nivel de definición que tenga el proyecto a la hora que se realiza la estimación. En las fases tempranas, para ejecutar los análisis de inversión y la toma de decisiones, tendremos que conformarnos con una estimación rápida, pero que permita decidir si proseguir o no con el proyecto. A medida que la ingeniería avanza, de conceptual a básica, de básica a detalle, el nivel de definición y los detalles mejoran, y por lo tanto la estimación es más precisa.

Un modelo de estimación paramétrico es una representación matemática de relaciones de costo que provee una correlación lógica y predecible entre las características físicas de un proyecto (variables independientes) y su costo resultante (variable dependiente). Similar a otros métodos conceptuales de estimación de costos, la estimación paramétrica depende de la colección y análisis de datos de costos de proyecto anteriores con el fin de desarrollar las relaciones de estimación de costos.

J. L. Gordon fue el pionero en hacer notables contribuciones en cuanto a técnicas para la estimación de costos en proyectos de centrales hidroeléctricas. En el año 1979, desarrolló ecuaciones para el costo total del proyecto y el costo del equipamiento electromecánico en función de la potencia instalada y el salto neto (Gordon y Penman, citado por Zhang et al., 2012):

$$C_{EM} = 9000 \times P^{0.7} / H^{0.35} \quad (\text{US\$}, 1978) \dots (1)$$

$$C_p = 9000 \times S \times P^{0.7} / H^{0.35} \quad (\text{US\$}, 1978) \dots (2)$$

Donde, C_{EM} es el costo del equipamiento electromecánico, C_p es el costo total del proyecto, P es la potencia instalada, H es el salto neto y S es un factor de ajuste dependiendo del tamaño del proyecto.

Papatonis (2001), basado en data Europea, desarrolló fórmulas para la estimación de costo para diferentes componentes y para diferentes tipo de turbinas. La función de costo del equipo electromecánico confirmo la ecuación de Gordon con un ajuste en la tasa de inflación:

$$C_{EM} = 20570 \times P^{0.7}/H^{0.35} \text{ (British } \pounds, 2000) \dots (3)$$

Recientemente, Aggidis et al. (2010) señalo que había de tener cuidado en utilizar la ecuación de Papatonis (2001) pues está basada en data inconsistente y desactualizada. Basado en datos de la región noroeste del Reino Unido desarrolló ecuaciones de costo del tipo:

$$C_p = 25000 \times (P/H^{0.35})^{0.65}, \text{ para saltos entre 2 – 30 m. (British } \pounds, 2008)\dots (4)$$

$$C_p = 45500 \times (P/H^{0.30})^{0.60}, \text{ para saltos entre 30 - 200 m. (British } \pounds, 2008)\dots (5)$$

3.6.2 Ecuación de costo para el proyecto.

Las relaciones de costo encontradas en la literatura sugieren que una ecuación de tres parámetros debe asumirse para realizar un análisis de regresión, del tipo:

$$C_p(\$) = aH^b P^c \dots(6)$$

Donde, C_p es el costo total del proyecto, H es el salto neto (en metros) y P es la potencia instalada (en kW); a , b y c son los parámetros a ser determinados. Si se calcula el costo del proyecto por kW de potencia instalada se tendría la siguiente ecuación:

$$C_p(\$ / kW) = aH^b P^{c-1} \dots (7)$$

Donde C_p es el costo del proyecto por unidad de potencia.

Para el presente estudio, la colección de datos para el análisis de regresión se hizo a partir de información disponible de centrales hidroeléctricas menores a 20 MW de potencia ubicadas dentro del territorio nacional, y que se encontraban a nivel de factibilidad o en fase de construcción en el año 2014. (Fuente: Osinergmin)

Cuadro 10: Costo y características de proyectos anteriores.

N°	Proyecto	Ubicación	Q -m3/s-	Salto -m-	Pot (MW)	Costo -\$-	Fuente
1	Moquegua 1	Moquegua	3.3	560.4	15.10	\$36,495,783	HC-INCISA
2	Moquegua 3	Moquegua	3.3	686.3	17.70	\$41,058,579	HC-INCISA
3	Camaná	Arequipa	9	38	2.80	\$8,180,000	MEM
4	Culqui	Arequipa	17.8	133	20.00	\$54,200,000	MEM
5	Viroc (Raura II)	Lima, Oyon	7	231.45	12.15	\$20,500,000	Osinerghmin
6	Chanchayllo	Junin, Jauja	7	83.5	5.26	\$10,000,000	Osinerghmin
7	8 de Agosto	Huanuco, Huamalies	17	170.9	19.00	\$50,300,000	Osinerghmin
8	El Carmen	Huanuco, Huamalies	4.5	257.9	8.40	\$15,700,000	Osinerghmin
9	Potrero	Cajamarca, San Marcos	18	139.5	19.90	\$38,600,000	Osinerghmin
10	Yarucaya	Lima, Huaura	10.5	182	16.50	\$38,000,000	Osinerghmin
11	Colca	Junin, Huancayo	9.5	150	12.05	\$27,700,000	Osinerghmin
12	Zaña I	Cajamarca, San Miguel	6.5	242	13.20	\$32,300,000	Osinerghmin
13	Carhuac	Lima, Huarochiri	15	134	15.80	\$35,000,000	Osinerghmin
14	Santa Lorenza	Huanuco, Ambo	11	203	18.70	\$41,700,000	Osinerghmin

Un primer análisis de regresión arroja valores de: $a=378.8$, $b=0$ y $c=1.186$ ($r^2=0.91$) ; lo que implica que existe una fuerte dependencia entre el costo del proyecto y la potencia instalada, mientras que la dependencia del costo del proyecto en función del salto neto es muy pobre.

Las ecuaciones (6) y (7) quedarían de la siguiente forma:

$$C_p(\$) = 378.8 \times P^{1.186} \quad \dots (8)$$

$$C_p(\$ / kW) = 378.8 \times P^{0.186} \quad \dots (9)$$

Sin embargo, lo observado en la realidad y la experiencia en ingeniería sugieren que el costo del proyecto por unidad de potencia debería disminuir conforme se aumenta la potencia instalada de la central hidroeléctrica, algo que se contradice con lo encontrado en la ecuación 9.

Zhang et al. (2012) ha indicado que este tipo de correlaciones imprecisas se deben a la limitada cantidad de datos que se utilizan en los análisis de regresión. Debido a ello, el autor propone mantener los coeficientes “b” y “c” de ecuaciones como la de Gordon (1979), y luego ajustar el coeficiente “a” mediante un análisis de regresión con los datos disponibles en el área geográfica de estudio.

Utilizando el procedimiento indicado en el párrafo anterior se obtuvo:

$$C_p(\$) = 259013 \times H^{-0.35} P^{0.7} \dots (10)$$

A continuación se muestra la comparación entre el costo real (Cuadro 10) y el costo estimado por la ecuación 10.

Cuadro 11: Comparación entre el costo real y el costo estimado por la ecuación 10.

N°	Proyecto	Potencia kW	Costo real Millones US\$	Costo estimado Millones US\$	Error %
1	Moquegua 1	15100	36.50	23.80	-35%
2	Moquegua 3	17700	41.06	24.78	-40%
3	Camana	2800	8.18	18.77	129%
4	Culqui	20000	54.20	47.94	-12%
5	Viroc (Raura II)	12150	20.50	27.86	36%
6	Chanchayllo	5264	10.00	22.16	122%
7	8 de Agosto	19000	50.30	42.36	-16%
8	El Carmen	8400	15.70	20.72	32%
9	Potrero	19900	38.60	46.98	22%
10	Yarucaya	16500	38.00	37.54	-1%
11	Colca	12050	27.70	32.24	16%
12	Zaña I	13200	32.30	29.07	-10%
13	Carhuac	15800	35.00	40.54	16%
14	Santa Lorenza	18700	41.70	39.44	-5%

FUENTE: Elaboración propia

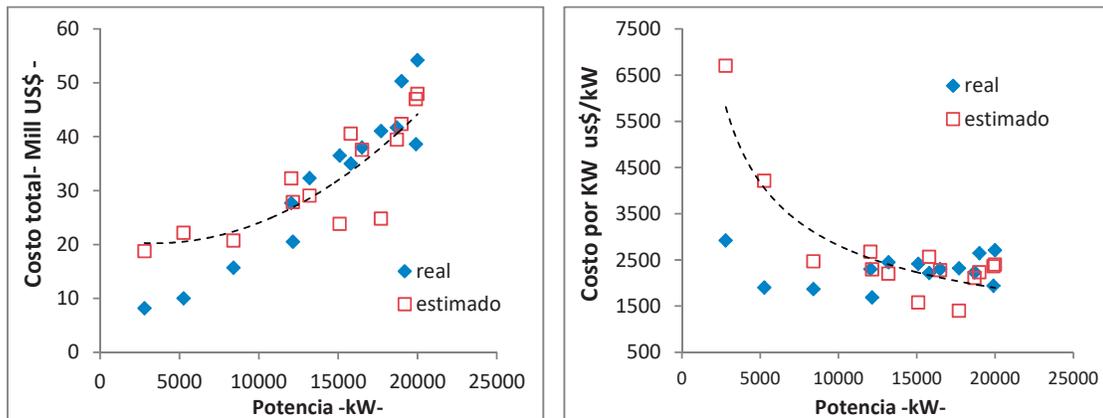


Figura 24: Costo vs potencia instalada (datos del Cuadro 11)

De los resultados de la aplicación de los coeficientes de Gordon en la ecuación (6) se observa una sobreestimación de más del 100% del costo para rangos de potencia debajo de 5 MW. Para contar con más elementos de juicio para la selección de los coeficientes en la ecuación paramétrica se revisaron otras ecuaciones propuestas en la literatura.

Un estudio del año 2003, realizado por Idaho National Engineering and Environmental Laboratory, por encargo del Departamento de Energía de los Estados Unidos, utilizó datos de 267 centrales hidroeléctricas y obtuvo como resultado un coeficiente “c” de la ecuación (6) que se aproxima a un valor de 0.90.

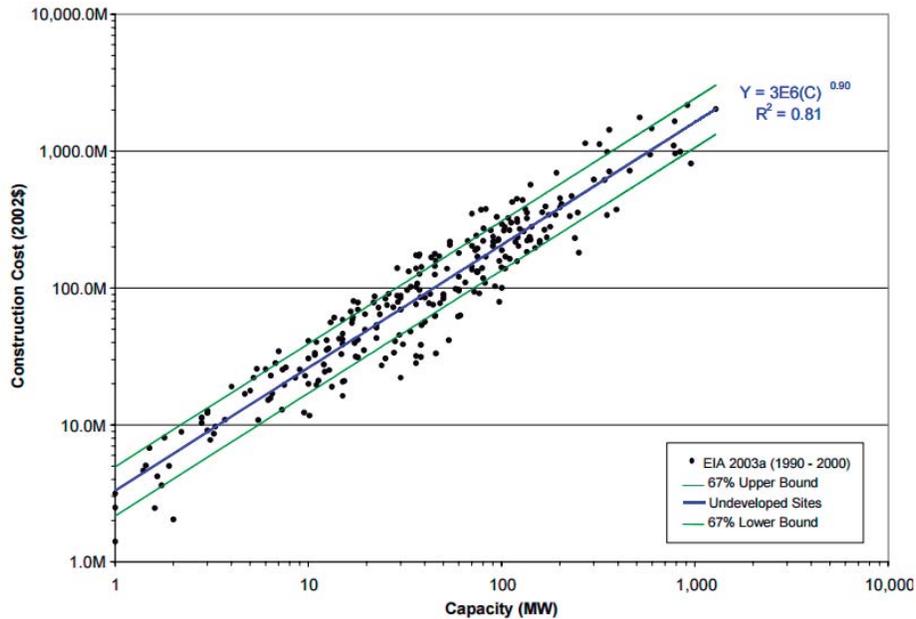


Figura 25: Costo de construcción en función de la potencia instalada.

FUENTE: Estimation of Economic Parameters of U.S. Hydropower Resources (Idaho National Engineering and Environmental Laboratory, 2003)

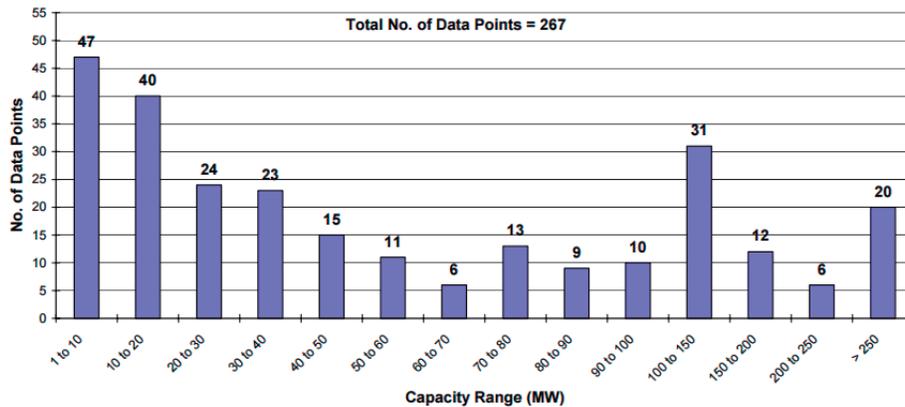


Figura 26: Número de centrales hidroeléctricas utilizadas en el análisis de regresión, según potencia instalada.

FUENTE: Estimation of Economic Parameters of U.S. Hydropower Resources (Idaho National Engineering and Environmental Laboratory, 2003)

De la Figura 25 se observa que existe una buena correlación ($r^2=0.81$) entre el costo de construcción del proyecto y la potencia o capacidad instalada, resultados similares a los obtenidos en el primer análisis de regresión (ecuación 8). Se optó entonces por fijar el coeficiente “c” a un valor de 0.9, y mediante un nuevo análisis de regresión se obtuvo la siguiente ecuación:

$$C_p(\$) = 6094 \times P^{0.9} \dots (11)$$

Donde, C_p es el costo total del proyecto y P es la potencia instalada (en kW).

El siguiente cuadro muestra una comparación entre el costo real del proyecto (Cuadro 10) y el costo estimado mediante la ecuación 11.

Cuadro 12. Comparación entre el costo real y el costo estimado por la ecuación 11.

Nº	Proyecto	Potencia kW	Costo real Millones US\$	Costo estimado Millones US\$	Error %
1	Moquegua 1	15100	36.50	35.15	-4%
2	Moquegua 3	17700	41.06	40.56	-1%
3	Camana	2800	8.18	7.72	-6%
4	Culqui	20000	54.20	45.27	-16%
5	Viroc (Raura II)	12150	20.50	28.91	41%
6	Chanchayllo	5264	10.00	13.62	36%
7	8 de Agosto	19000	50.30	43.23	-14%
8	El Carmen	8400	15.70	20.74	32%
9	Potrero	19900	38.60	45.07	17%
10	Yarucaya	16500	38.00	38.07	0%
11	Colca	12050	27.70	28.69	4%
12	Zaña I	13200	32.30	31.15	-4%
13	Carhuac	15800	35.00	36.62	5%
14	Santa Lorenza	18700	41.70	42.61	2%

FUENTE: Elaboración propia.

El coeficiente r^2 entre el costo real y costo estimado es de 0.90. Se observa que la estimación del costo a partir de la ecuación paramétrica posee una aproximación al costo real del proyecto con un error de entre $\pm 40\%$.

En la siguiente figura se observa que para los valores estimados con la ecuación (11) el costo del proyecto por unidad de potencia instalada disminuye a medida que la potencia instalada aumenta, condición esperada debido a las economías de escala.

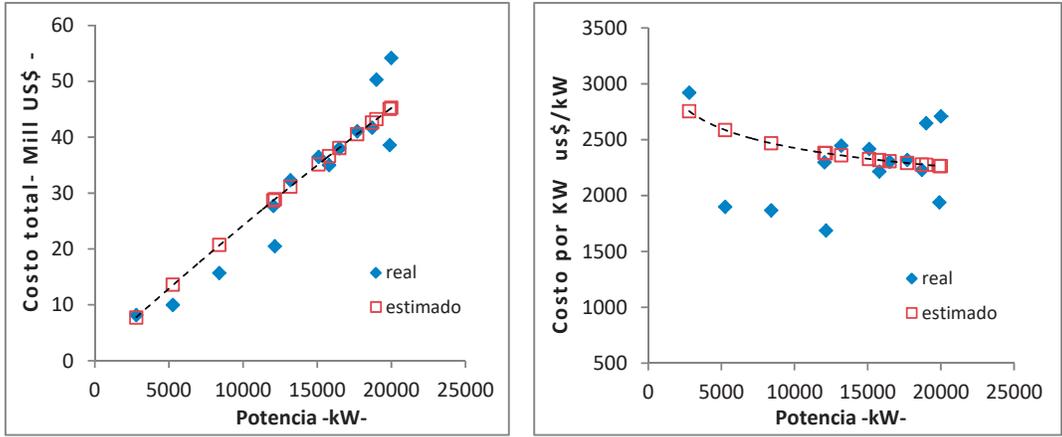


Figura 27: Costo vs potencia instalada (datos del Cuadro 12)

Para el proceso de optimización del caudal de diseño la CCHH Aricota III se seleccionó la ecuación paramétrica N° 11 por estar dentro del rango de aproximación en el costo que se espera para un estudio de prefactibilidad (± 40 a 50%)

3.7 FUNCIÓN OBJETIVO Y OPTIMIZACIÓN DE LA CCHH ARICOTA III

3.7.1 Optimización del salto

El esquema de aprovechamiento de la CCHH Aricota III fue diseñado de tal forma que se plantea utilizar una conducción presurizada de gran longitud. La optimización del salto tiene como criterio aprovechar las máximas presiones de trabajo utilizables en un material de alta resistencia y bajo costo como el GRP (poliéster reforzado con fibra de vidrio). Este material alcanza presiones de trabajo nominales de 32 bares y resiste sobrepresiones de 40% sobre la presión nominal.

Bajo esta premisa, y considerando la geomorfología del valle del río Curibaya, se plantearon dos saltos del orden de los 250 metros de columna de agua de presión nominal, considerando que la sobrepresión para longitudes de conducción de más de 5 km, podría alcanzar el 80% de la presión de trabajo. De esta forma, se optimiza el costo de la conducción pues puede desarrollarse al 100% en material GRP, el cual tiene un precio de aproximadamente la tercera parte del acero y presenta facilidades adicionales en el transporte y montaje. De la información topográfica desarrollada en el estudio de factibilidad se definieron saltos brutos de 230.64 m y 249.86 m.

3.7.2 Optimización del caudal de diseño

La solución práctica de la optimización del proyecto se llevó a cabo mediante la herramienta SOLVER, montado sobre la hoja cálculo de Excel. SOLVER utiliza el Gradiente Reducido Generalizado (GRG2), algoritmo para la optimización de problemas no lineales. Este algoritmo fue desarrollado por Leon Lasdon, de la Universidad de Texas en Austin, y Allan Waren, de la Universidad Estatal de Cleveland.

Básicamente, al igual que otros algoritmos de programación no lineal, parte de una solución factible conocida como punto inicial. El algoritmo intenta entonces moverse, a partir de este punto, en una dirección a través de la región factible, de tal forma que el valor de la función objetivo mejore. Tomando un salto o movimiento determinado en dicha dirección factible, se pasa a una nueva solución factible mejorada. De nuevo, el algoritmo identifica una nueva dirección factible, si existe, y un salto determinado avanzando hacia una nueva solución factible mejorada. El proceso continúa hasta que el

algoritmo alcanza un punto en el cual no existe una dirección factible para moverse que mejore el valor de la función objetivo. Cuando no hay posibilidad de mejora, o el potencial para tal mejora es arbitrariamente pequeño, el algoritmo finaliza.

Dado el carácter de las soluciones de los programas no lineales es importante tener en cuenta los mensajes que proporciona el «Solver»:

- *Solver ha encontrado la solución. Todas las restricciones y condiciones de optimalidad están satisfechas.* En este caso habrá encontrado un óptimo local, que no necesariamente será global. Matemáticamente, este mensaje indica que las condiciones de Karush-KuhnTucker para óptimos locales han sido satisfechas. Salvo en un problema con un solo óptimo global, se debería ejecutar el «Solver» desde diferentes puntos iniciales para incrementar la seguridad sobre la globalidad del óptimo.
- *Solver ha convergido hacia la solución actual. Todas las restricciones están satisfechas.* En este caso el valor de la función objetivo cambia muy lentamente en las últimas iteraciones. La opción «Convergencia» controla este proceso. El algoritmo termina si el cambio relativo en el valor de la función objetivo durante varias iteraciones es menor que el factor de convergencia. Si se intuye que «Solver» finaliza demasiado rápido o que el punto obtenido no es óptimo, será preciso reducir la convergencia para evitar soluciones subóptimas.
- *Solver no puede mejorar la solución actual.* Todas las restricciones están satisfechas. Este mensaje indica que el modelo presenta degeneración y que el algoritmo ha entrado en un ciclo. La degeneración puede ser evitada en muchos casos eliminando restricciones redundantes.

Para el caso en estudio se planteó como función objetivo una relación del siguiente tipo:

$$\text{Minimizar } ICB = \frac{C \times F_R}{E} = \frac{C_{TA}}{E}$$

Donde,

ICB : Índice costo-beneficio energético del aprovechamiento [US\$/kWh]

C : Costo total del aprovechamiento [US\$]

F_R : Factor de recuperación de capital.

C_{TA} : Costo total anual del aprovechamiento [US\$]

E : Energía media anual generada [kWh]

Si el proyecto es financiado mediante un préstamo bancario, el pago de éste debe deducirse de los ingresos mediante el factor de recuperación del capital (F_R). El factor de recuperación anual para una tasa de interés (i) en un período de años (n), y valor cero al final del período se determina por:

$$F_R = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

Al resolver el problema de optimización se encontrará el caudal de diseño “Qd” que minimiza el índice costo-beneficio energético del aprovechamiento

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 SIMULACION HIDROLOGICA DE LA LAGUNA ARICOTA

4.1.1 Calibración y validación del modelo hidrológico

Con la información disponible de registros hidrométricos ha sido posible calibrar y validar el modelo hidrológico en 3 estaciones de control, obteniendo valores estadísticos satisfactorios (índice de Nash, BIAS, EMC), lo que demuestra que el modelo está representando adecuadamente la cuenca y el sistema de aprovechamiento de agua que existe dentro de ella.

El cuadro siguiente muestra los estadísticos obtenidos para el periodo de calibración 1991 – 2003:

Cuadro 13: Estadísticos obtenidos para el periodo de calibración 1991 – 2003.

Ítem	Estación Hidrométrica	Serie completa			Año medio		
		EMC	Nash	BIAS	EMC	Nash	BIAS
1	Yesera	0.74	0.69	0.06	0.13	0.83	0.19
2	Coranchay	0.18	0.78	0.03	0.05	0.84	-0.03
3	Pallata	0.60	0.65	0.12	0.09	0.82	0.15

El cuadro siguiente muestra los estadísticos obtenidos para el periodo de validación 2004 – 2013:

Cuadro 14: Estadísticos obtenidos para el periodo de validación 2004 – 2013.

Ítem	Estación Hidrométrica	Serie completa			Año medio		
		EMC	Nash	BIAS	EMC	Nash	BIAS
1	Yesera	0.27	0.83	-0.12	0.05	0.93	-0.07
2	Coranchay	0.14	0.75	0.06	0.03	0.90	0.01
3	Pallata	0.46	0.63	-0.11	0.17	0.74	-0.17

En los siguientes gráficos se muestra los resultados de los caudales simulados y observados en los procesos de calibración y validación en los puntos de control utilizados, estos gráficos permiten comparar los caudales simulados con los caudales medidos a nivel de paso mensual.

Estación Yesera

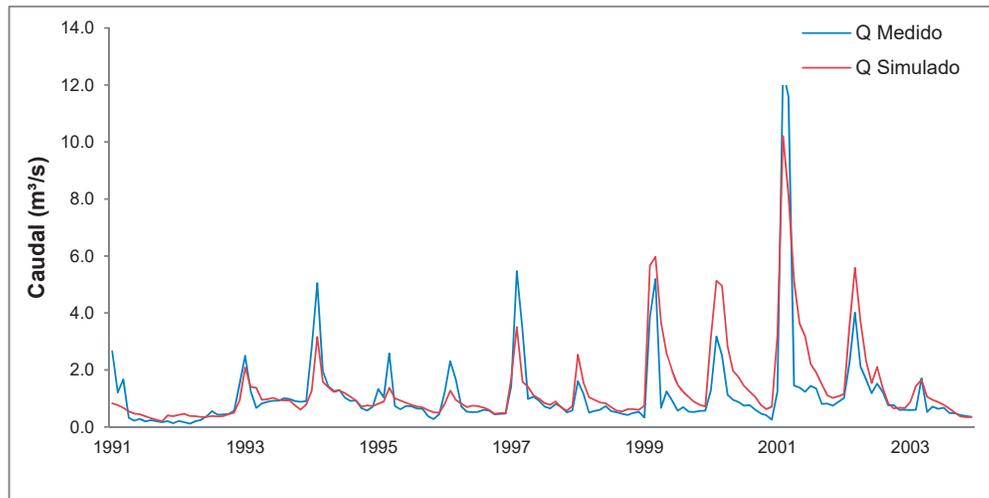


Figura 28: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Yesera. Periodo de calibración: 1991-2003.

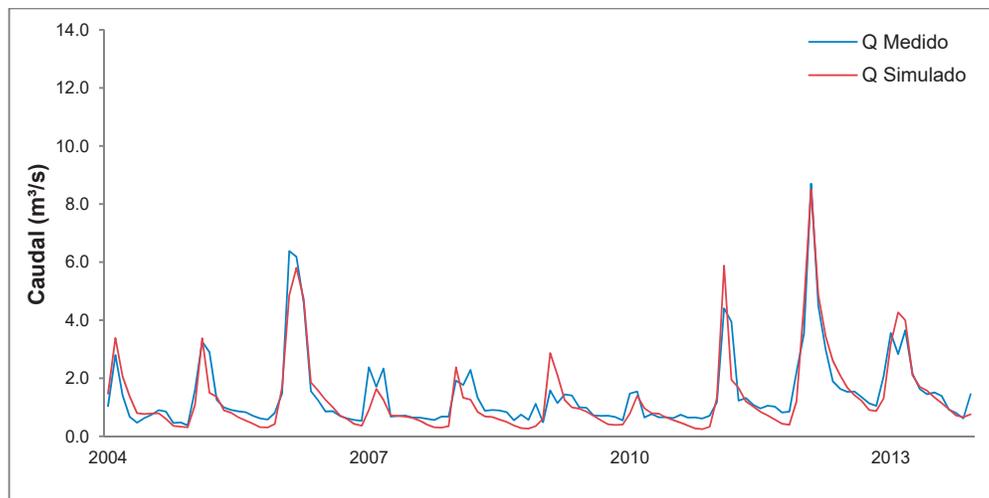


Figura 29: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Yesera. Periodo de validación: 2004-2013.

De los gráficos anteriores se puede apreciar que para el caso de la estación Yesera el ajuste es mejor durante el periodo de validación. Considerando que esta estación registra los flujos que provienen de una cuenca vertiente con mucha intervención, los resultados de calibración y validación del modelo en este punto de control se consideran satisfactorios.

Estación Coranchay

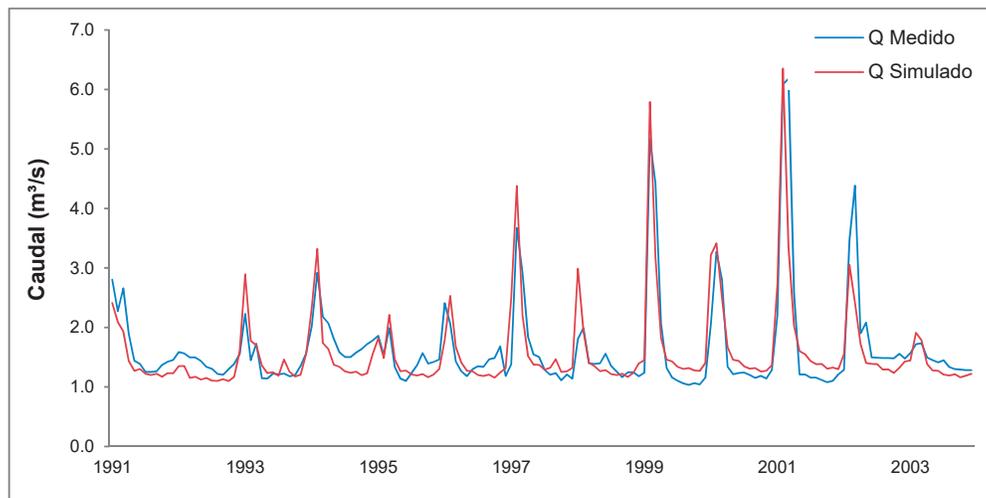


Figura 30: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Coranchay. Periodo de calibración: 1991-2003.

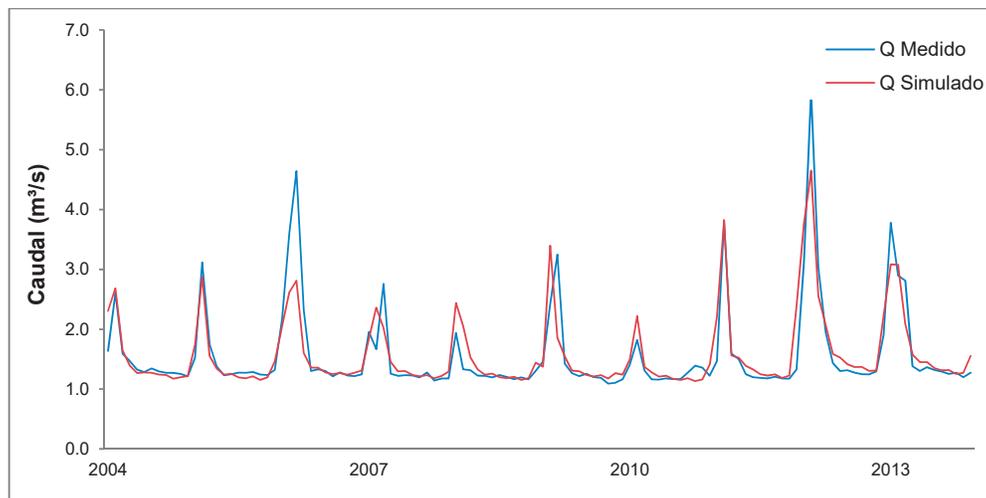


Figura 31: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Coranchay. Periodo de validación: 2004-2013.

De los dos gráficos anteriores se puede apreciar que el ajuste es mejor durante el periodo de validación, en el primer periodo hay una tendencia a sobrestimar los caudales en estiaje, así como sobrestimar levemente los caudales en época de avenidas. Esta tendencia no se presenta durante la validación del modelo, en el segundo periodo hay una mejor representación de los caudales de estiaje y los caudales de avenida.

La adecuada calibración de esta estación tuvo mayor relevancia pues hasta esta sección de afloramientos la cuenca vertiente no tiene ninguna intervención (caudales naturales) y además es donde se mide el mayor aporte de agua a la cuenca.

Estación Pallata

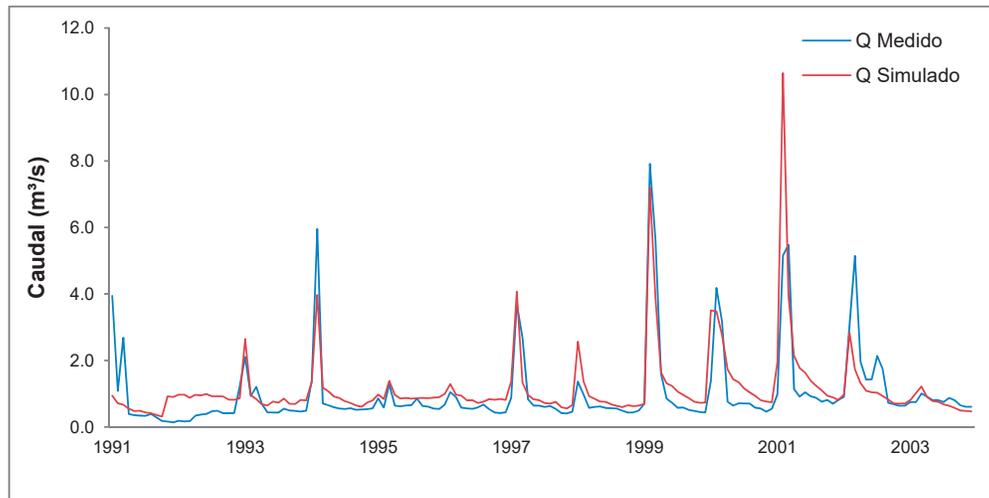


Figura 32: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Pallata. Periodo de calibración: 1991-2003.

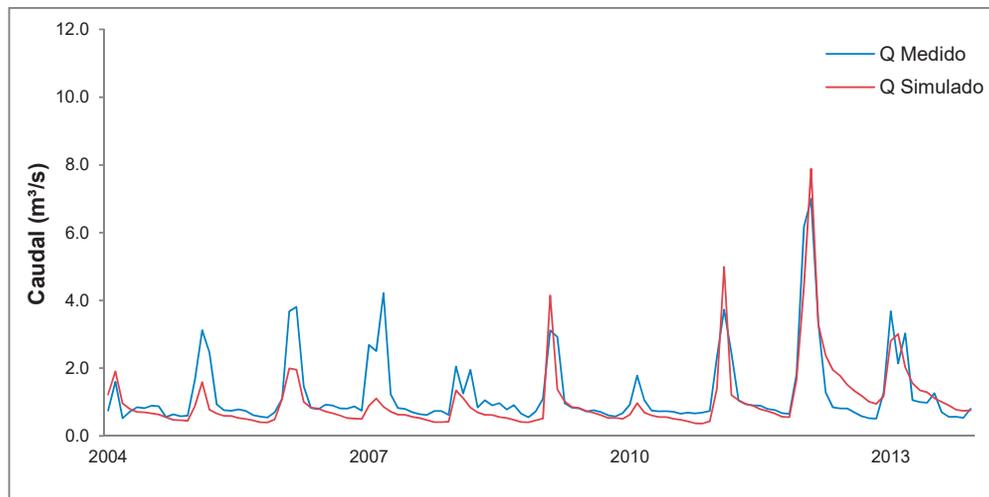


Figura 33: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Pallata. Periodo de validación: 2004-2013.

De los dos gráficos anteriores se puede apreciar que el ajuste es mejor durante el periodo de calibración, en el primer periodo se han representado adecuadamente los caudales de la época de estiaje, a diferencia del segundo periodo donde los caudales para el estiaje han sido subestimados. En la validación del modelo no se ha podido representar adecuadamente los caudales de avenidas en los primeros años.

A continuación se presenta la correlación lineal entre los valores medidos y simulados de todos los meses con datos:

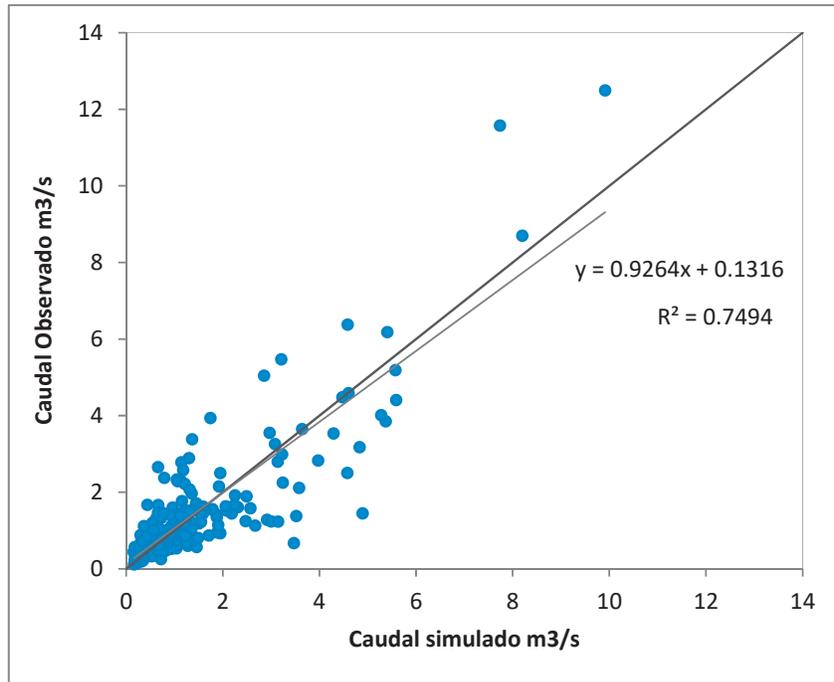


Figura 34: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Yesera.

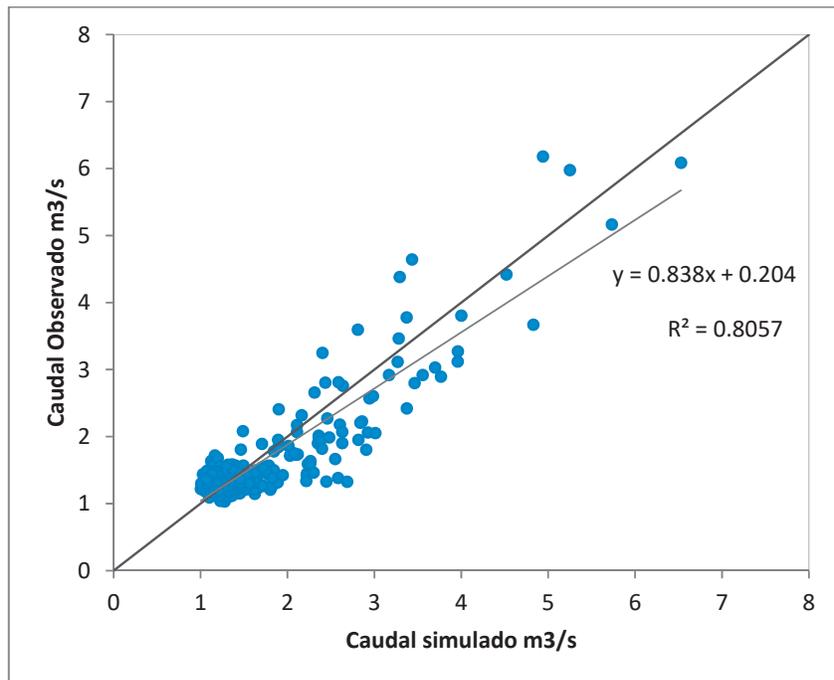


Figura 35: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Coranchay.

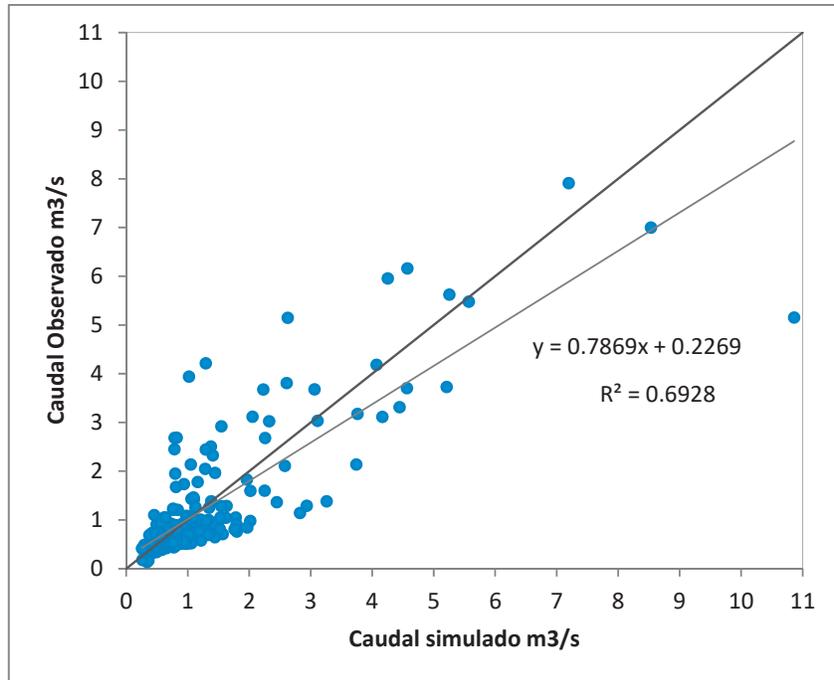


Figura 36: Comparación de caudales medidos y simulados en la estación Pallata.

4.1.2 Simulación de la operación del reservorio.

Con el modelo hidrológico calibrado y validado se generaron series de caudales en cada punto de interés para el periodo 1966-2013. Las series de caudales en la desembocadura de los ríos Callazas y Salado representan los volúmenes de agua que entran al embalse, además de la precipitación directa sobre su espejo de agua. Las salidas del reservorio corresponden a: (1) el caudal de extracción para uso hidroenergético, (2) las filtraciones a través del dique, y (3) las pérdidas por evaporación.

Mediante la simulación de la operación del embalse se intentó reproducir los volúmenes de agua observados con la finalidad de corroborar la bondad del modelo hidrológico propuesto. La siguiente figura muestra una comparación entre los volúmenes observados versus los simulados.

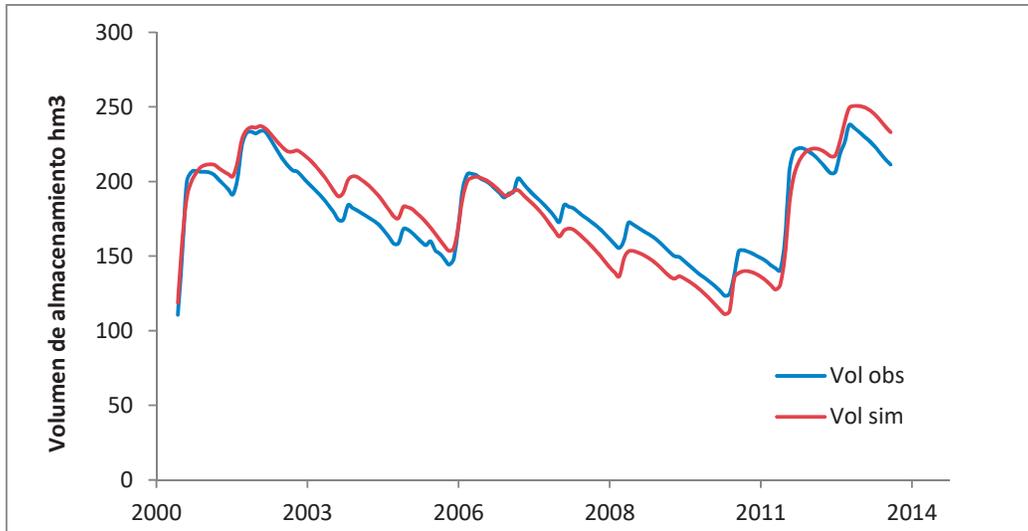


Figura 37: Volumen observado vs simulado en la laguna Aricota (periodo 2001-2013)

Se observa una buena correlación entre los volúmenes simulados y los observados. Esto indica que las variables de entrada y salida del embalse se han descrito correctamente. Se escogió el periodo 2001-2013 por ser el rango de años donde se tienen mayor certidumbre sobre el comportamiento de las filtraciones aguas abajo del dique que represa la laguna Aricota.

Con el modelo hidrológico calibrado y validado, y luego de verificar el comportamiento de las masas de agua que entran y salen de la laguna durante el periodo 2001-2013, se procedió a generar series de caudales en los puntos de interés bajo las siguientes premisas:

- Simulación hidrológica del sistema Aricota en WEAP utilizando la precipitación del periodo 1966-2013 (48 años)
- Un volumen inicial almacenado en la laguna Aricota de 200 hm³.
- Se trasvasan aguas del sistema Kovire-Cano-Salado durante todo el periodo de simulación.
- Caudal constante de 1.5 m³/s para la generación de energía en las centrales hidroeléctricas Aricota I y II.
- Un caudal de filtración igual a $1.62595 \times 10^{-3} \times (h_i - 2740)^{1.81479}$, donde h_i es el nivel de agua en la laguna para cada paso de tiempo i .

4.1.3 Oferta hídrica disponible en el punto de aprovechamiento

El punto de aprovechamiento para la CCHH Aricota III está ubicado inmediatamente después de la devolución de la CCHH Aricota II al río Curibaya. Por tal razón, el caudal en esta sección del río comprende dos aportes: (1) el caudal de filtración de la laguna Aricota y (2) el caudal turbinado por la CCHH Aricota I y II ($1.5 \text{ m}^3/\text{s}$).

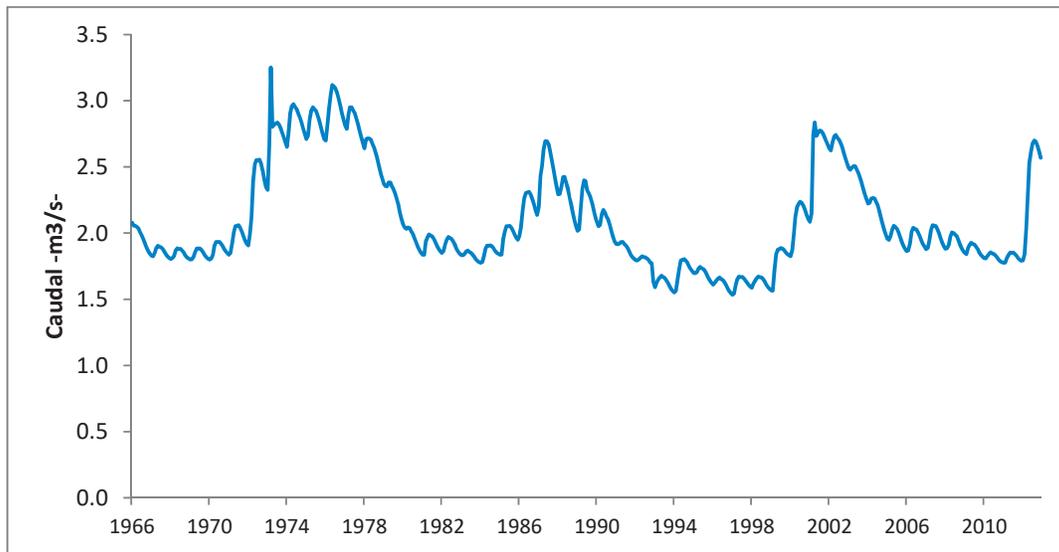


Figura 38: Serie de caudales generados en el punto de aprovechamiento (Punto ubicado inmediatamente después de la devolución de la CCHH Aricota II al río Curibaya).

La curva de caudales clasificados se muestra a continuación:

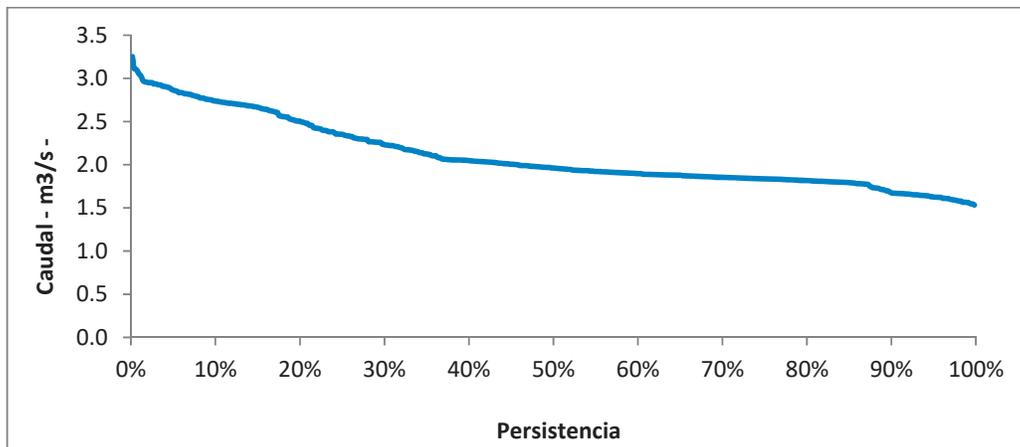


Figura 39: Curva de duración de caudales (CDC) en el punto de aprovechamiento.

Los estadísticos de la serie de caudales generados son los siguientes:

$$Q_{\min}=1.53 \text{ m}^3/\text{s}, Q_{\max}=3.25 \text{ m}^3/\text{s}, Q_{\text{prom}}=2.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2 OPTIMIZACIÓN DE LA CCHH ARICOTA III

La función objetivo para la solución del problema de optimización es la siguiente:

Minimizar

$$ICB = \frac{\text{Costo anual}}{\text{Energía media anual}} = \frac{C_{TA}}{E} = \frac{6094 \times (9.81 \times Q_d \times H \times \mu)^{0.9} \times F_R \times 1.05}{\sum (9.81 \times Q_i \times H \times \mu) \times (24 \times d_i) / n} \left(\frac{US\$}{kWh} \right) \dots (1)$$

Restricciones:

$$- \quad 0 < Q_i < Q_d, \quad Q_d > 0$$

Donde,

ICB, Índice costo-beneficio

Q_d, caudal de diseño (m³/s)

Q_i, caudal turbinado del mes i (m³/s)

H, salto neto (m)

μ, eficiencia de la central hidroeléctrica.

n, número de años de la series de caudales generados.

d_i, número de días del mes.

F_R, factor de recuperación del capital.

1.05 corresponde a un Costo de O&M equivalente al 5% de la inversión inicial.

Para una tasa de interés de 12% y 20 años de horizonte de evaluación del proyecto se obtuvo un factor de recuperación de capital de 0.13388. Se ha considerado un solo valor de H, correspondiente a la sumatoria de los dos saltos netos de 230.6 y 249.9 metros identificados en el estudio de Factibilidad para los generadores 1 y 2 respectivamente.

La siguiente figura muestra el procedimiento realizado con SOLVER de Excel. La celda C10 contiene la ecuación (1). Se escogió un valor inicial para la iteración de 1 m³/s como caudal de diseño (Celda C2).

	A	B	C	D	E
1					
2		Qd	1.00	m ³ /s	
3		H	480.5	m	
4		i	12%	-	
5		Horizonte	20	años	
6		Fr	0.13388	-	
7		Monto de inversión	\$11,212,902	US \$	
8		Costo anual	\$2,061,815	US \$	
9		Energía media anual	37162850	KWh	
10		ICB	0.055	US \$/KWh	
11					
12		Potencia	4.24	MW	
13					

Figura 40: Función objetivo montada en hoja de Excel

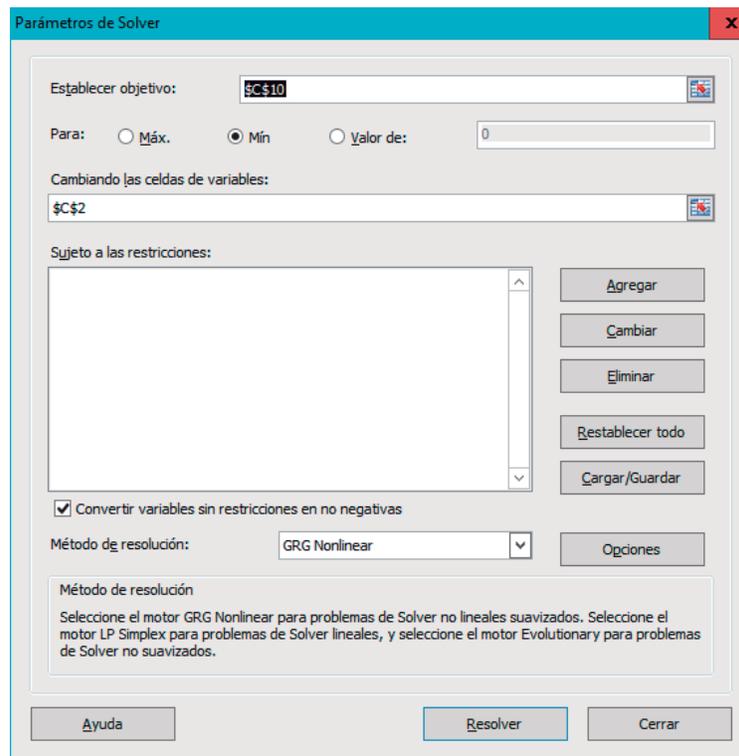


Figura 41: Parámetros “Solver” para la función objetivo establecida.

Al resolver el objetivo, Solver da el siguiente mensaje:

Solver encontró una solución, se cumplen todas las restricciones y condiciones óptimas.

Al usar el motor GRG, Solver ha encontrado al menos una solución óptima local

Se obtuvo como resultado un caudal de diseño (Qd) de 1.70 m³/s que resulta en un ICB_{min} de 0.053 US\$/kWh o 5.30 Ctv\$ US\$/kWh.

	A	B	C	D	E
1					
2		Qd	1.70	m ³ /s	
3		H	480.5	m	
4		i	12%	-	
5		Horizonte	20	años	
6		Fr	0.13388	-	
7		Monto de inversión	\$18,053,690	US \$	
8		Costo anual	\$3,319,691	US \$	
9		Energía media anual	62805330	KWh	
10		ICB	0.053	US \$/KWh	
11					
12		Potencia	7.20	MW	
13					

Figura 42: Resultados de la aplicación de la herramienta Solver

Se probaron otros valores iniciales de iteración, dentro del rango [Qmin,Qmax] de la series de caudales generados en el punto de aprovechamiento, llegando siempre a la misma solución, con lo cual se demuestra que no existen otras soluciones óptimas locales dentro del rango de análisis.

La siguiente grafica muestra como varía el ICB calculado en función del caudal de diseño.

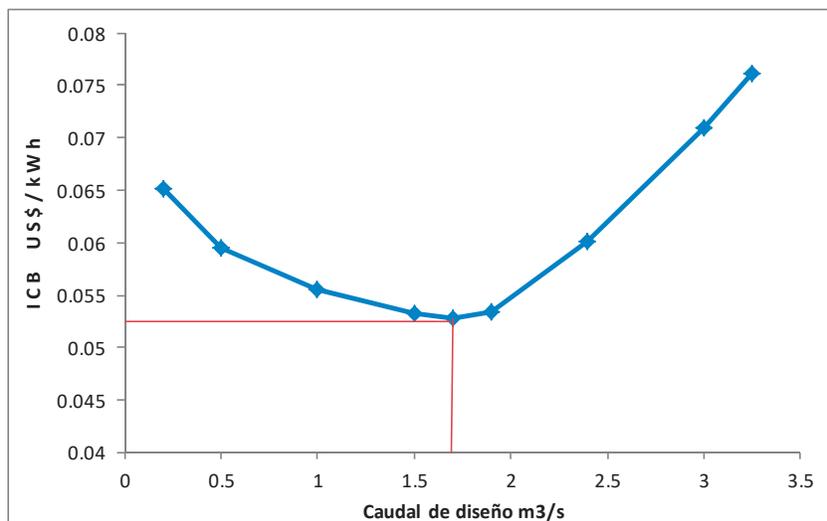


Figura 43: ICB versus caudal de diseño.

Para un caudal diseño de 1.70 m³/s se obtiene una potencia instalada del orden de 7.2 MW para la CCHH Aricota III, lo que representa un monto de inversión de aproximadamente 18 millones US\$ y una energía generada promedio de 62.8 GWh al año.

V. CONCLUSIONES

1. La simulación hidrológica realizada mediante el modelo WEAP ha permitido representar adecuadamente el comportamiento hídrico del sistema de regulación Aricota y de su cuenca vertiente.
2. Se obtuvieron resultados satisfactorios en cuanto a la calibración y validación del modelo hidrológico en los puntos de control Yesera, Coranchay y Pallata. Esto indica la bondad del modelo para reproducir la respuesta hidrológica de la cuenca vertiente a la laguna Aricota.
3. La buena correspondencia entre los volúmenes observados y los volúmenes simulados en la laguna Aricota indica que se ha representado adecuadamente el balance de masas de agua que entran y salen del embalse, así como su actual regla operación.
4. Con la aplicación del método paramétrico se logró estimar el costo de la central hidroeléctrica Aricota III en función de su potencia instalada. Esta aproximación corresponde a lo esperado para un estudio a nivel de prefactibilidad (± 40 a 50% del costo final del proyecto),
5. Del desarrollo de la tesis se deduce que la selección del caudal de diseño para una central hidroeléctrica variará en función de la forma que tenga la curva de caudales clasificados, la cual es característica de cada curso de agua. Por lo tanto, para cada aprovechamiento hidroenergético deberá realizarse un análisis propio.
6. La metodología aplicada en este estudio permitió dar un mejor sustento para la selección del caudal de diseño de la CCHH Aricota III, a diferencia de la aplicación de métodos empíricos.

VI. RECOMENDACIONES

1. Los resultados obtenidos en el presente trabajo corresponden principalmente a un dimensionamiento de la central hidroeléctrica desde el punto hidrológico, y bajo la premisa de minimizar el costo por kilowatt-hora de energía generada. En el desarrollo de los estudios de la fase de pre inversión se debe complementar este resultado con los análisis realizados por las demás especialidades para finalmente tomar la mejor decisión en cuanto al dimensionamiento de la central hidroeléctrica.
2. Debido a que la función objetivo para la optimización del tamaño del proyecto consistió en minimizar el costo por kilowatt-hora de energía generada, se excluyó del análisis la evaluación de la tarifa por venta de energía. En el caso de la CCHH Aricota III se puede utilizar la tarifa aplicable a Recursos Energéticos Renovables (RER) que consiste de un precio monómico garantizado a cada adjudicatario por un periodo de 20 años, hasta el límite de su energía adjudicada (Reglamento de la Ley de Promoción de la Inversión para la Generación de Electricidad con el Uso de Energía Renovables, 2011)
3. Los resultados del análisis paramétrico arrojaron una ecuación del tipo $6094P^{0.9}$ para estimar el costo global del proyecto en función de la potencia instalada. La colección de mayor cantidad de datos de centrales ubicadas en territorio nacional podría modificar o validar los coeficientes obtenidos por análisis de regresión.
4. En un nivel de estudio a mayor detalle se podría utilizar una estimación paramétrica del costo de cada componente de la central hidroeléctrica (bocatoma, canal, tubería, casa de máquinas, etc) con el fin de tener mayor certidumbre en el costo total del proyecto.
5. El modelo WEAP permitirá la evaluación escenarios futuros mediante el cambio de políticas en la operación del embalse, con esta herramienta se podrían simular modificaciones al sistema y analizar su impacto sobre la disponibilidad hídrica.

6. Se recomienda considerar la variación de la eficiencia de la turbina en función al caudal turbinado para los casos en que se tenga un rango más amplio de variación de caudales en el punto de captación.

7. Se recomienda la mejora de las estaciones de aforo Pallata y Yesera para tener mayor certeza sobre las masas de agua que ingresan a la laguna Aricota. Los mismo se tendría que hacer en el caso de las filtraciones aguas abajo del dique.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Banks, J. 1998. Handbook of Simulation. Principles, Methodology, Advances, Applications, and Practice. Atlanta, US. John Wiley & Sons, Inc. p.15-18.
- Consortio HC-INCISA, 2013. Estudio a nivel de factibilidad del proyecto “Instalación de la Central Hidroeléctrica Aricota 3”.
- Dysert, LR. 2008. An Introduction to Parametric Estimating. AACE International Transactions. 7 p. (en línea). Consultado 10 may. 2016. Disponible en: <http://www.costandvalue.org/download/?id=1554>
- García Faure, LJ. 2005. Macro optimización del proyecto y la explotación de las pequeñas centrales hidroeléctricas de las regiones montañosas. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ciencias Técnicas. 128 p. Santiago de Cuba, Cuba. Consultado 2 jun. 2016 (en línea) Disponible en: <https://ovidiouscuvilca.files.wordpress.com/2012/01/macropoptimizacion-pch.pdf>
- Idaho National Engineering and Environmental Laboratory, 2003. Estimation of Economic Parameters of U.S. Hydropower Resources. Consultado 6 sep. 2016 Disponible en: <http://www1.eere.energy.gov/wind/pdfs/doewater-00662.pdf>
- Intermediate Technology Development Group ITDG. 1995. Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas. Lima, Perú. 285 p.
- McGarrity RJ. 1988. Parametric estimating: An equation for estimating buildings. Georgia, US. 97p. Consultado 25 jul. 2016. Disponible en: <http://www.dtic.mil/dtic/tr/fulltext/u2/a201930.pdf>
- Ministerio de Energía y Minas. 1968. Evaluación del Potencial Hidroeléctrico Nacional. Elaborado por Sociedad Alemana de Cooperación Técnica GTZ, Consorcio Lahmeyer-Salzgitter. Consultado el 03 de jun. 2016 (en línea). Disponible en: http://www.minem.gob.pe/_detalle.php?idSector=6&idTitular=1801&idMenu=s ub115&idCateg=588

- Ministerio de Energía y Minas. 2011. Atlas del Potencial Hidroeléctrico del Perú. Elaborado por Consorcio Halcrow Group – Oist SA. Lima, Perú. 37 p.
- Ministerio de Energía y Minas. 2011. Reglamento de la ley de Promoción de la Inversión para la Generación de Electricidad con el Uso de Energías Renovables.
- Zhang, QF. Smith, B. Zhang, W. 2012. Small Hydro Power Cost Reference Model. Oak Ridge National Laboratory, managed by UT-Battelle, LLC for the U.S. Department of Energy.
- Osinergmin. 2014. Supervisión de contratos de proyectos de generación y transmisión de energía eléctrica en construcción. Consultado el 03 de jun. 2016 (en línea) Disponible:
https://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/electricidad/ProyectosSectorElectrico/3%20Estado%20de%20avance%20de%20proyectos/Compendio_Proyectos_Generacion_Transmision_Electrica_Construccion.pdf
- Ponce, VM. 1989. Engineering Hydrology: Principles and Practices. Prentice Hall. p. 389-451. Consultado 5 ago. 2016. (en línea). Disponible en:
<http://ponce.sdsu.edu/textbookhydrologyp389.html>
- Shannon, RE. 1998. Introduction to the art and science of simulation. Texas, U.S. 8 p. (en línea). Consultado 26 jul. 2016. Disponible en:
http://www.reocities.com/ramonroque/articulo_introduction_to_the_art_and_science_of_simulation.pdf
- Universidad Católica de Chile, SEI (Stockholm Environment Institute, SE). 2009. Guía metodológica - modelación hidrológica y de recursos hídricos con el modelo WEAP. CL. 86 p. (en línea). Consultado 2 ago. 2016. Disponible en:
www.weap21.org/downloads/Guia_modelacion_WEAP_Espanol.pdf
- Ven Te Chow. Maidment, D. Mays, L. 1994. Hidrología Aplicada. Traducido por J. Saldarriaga de la primera edición en inglés. Santa Fe de Bogotá, Colombia. McGraw-Hill. p. 2-13.

Torres Velasquez, L. 1998. Elementos para la formulación y evaluación de proyectos de inversión. Universidad Nacional Agraria “La Molina”, Facultad de Economía y Planificación. 283 p.

Tuhtan, JA. 2007. Cost Optimization of Small Hydropower. Tesis para el grado de Magister. Universidad de Stuttgart, Alemania. 104 p. Consultado el 05 de jun. 2016. Disponible en: http://www.iws.uni-stuttgart.de/institut/wasserbau/publikationen/Tuhtan_Thesis.pdf

ANEXO 1

REGISTROS HISTÓRICOS DE PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL

PROYECTO ESPECIAL TACNA														
GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS														
ÁREA DE HIDROLOGÍA														
PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)														
CÓDIGO DE ESTACIÓN	: 19151101										LONGITUD	: 69° 39'		
NOMBRE DE ESTACIÓN	: CHUAPALCA					DPTO.	: TACNA			LATITUD	: 17° 21'			
CATEG. DE ESTACIÓN	: PLU					PROV.	: TARATA			ALTITUD	: 4250 m.s.n.m			
CUENCA	: MAURE					DIST.	: TARATA			FUENTE	: PET SENAMHI			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	8.0	74.6	70.7	3.8	1.0	0.0	0.0	3.0	16.0	7.0	10.4	67.0	261.5	
1965	71.0	132.1	34.9	4.1	0.0	1.7	0.0	0.9	20.5	0.0	15.1	39.1	319.4	
1966	13.1	91.1	26.6	0.0	20.1	0.0	0.0	0.0	0.0	22.8	38.4	54.1	266.2	
1967	62.7	139.5	118.0	33.8	3.2	0.0	2.3	0.0	12.3	6.0	2.4	67.5	447.7	
1968	85.6	130.8			25.8	13.4	0.0	0.0	4.2	43.9	105.9	31.4		
1969	124.5	68.0	41.1	0.5	0.0	0.0	0.1	0.0	5.6	0.2	8.8	82.7	331.5	
1970	113.5	70.3	53.2	7.3	3.4	0.0	0.0	4.6	0.0	8.5	0.0	86.0	346.8	
1971	77.1	196.3	22.9	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.5	45.7	384.0	
1972	194.8	99.7	193.1	31.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	17.4	1.0	116.4	654.9	
1973	184.8	132.2	126.6	29.2	0.0	0.2	0.0	19.4	0.9	0.0	0.5	31.4	525.2	
1974	285.8	148.8	40.0	27.1	0.0	1.4	0.0	0.0				27.0		
1975	154.9	204.3	83.8	3.6	3.7	0.0	0.0	0.0	6.0	0.2	0.0	160.0	616.5	
1976	234.3	70.3	70.8	1.6	6.1	0.0	0.1	10.0	15.2	0.0	0.0	18.8	427.2	
1977	69.0	177.1	94.6	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.7	0.9	8.1	46.2	397.0	
1978	177.4	12.7	37.5	3.7	0.0	0.0	0.0	0.4	0.1	7.8	39.0	27.8	306.4	
1979	46.7	1.5	100.7	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	5.6	17.6	173.6	
1980	34.6	23.1	173.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.1	3.3	5.3	12.4	253.0	
1981	75.1	144.8	58.0	4.7	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.7	8.7	293.5	
1982	81.0	24.9	18.3	13.1	0.0	0.0	0.0	0.1	1.3	10.8	2.0	10.5	162.0	
1983	2.6	20.5	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	28.0	51.6	
1984	168.7	148.7	155.3	0.1	0.0	1.3	0.0	0.2	0.0	54.4	133.8	39.1	701.6	
1985	96.8	204.7	81.9	50.3	0.1	6.5	0.0	0.0	2.7	1.4	213.6	99.0	757.0	
1986	111.9	60.2	78.7	35.5	0.2	0.0	0.5	1.4	0.0	0.0	14.1	116.9	419.4	
1987	180.4	28.8	21.7	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.6	10.4	3.0	262.5	
1988	264.7	19.9	29.0	23.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.4	378.8	
1989	82.7	9.5	57.4	9.8			0.0	0.0						
1990	8.7	25.9	3.4	2.2	1.0	4.4	0.0	0.5	0.0	0.0	12.7	97.1	155.9	
1991	59.4	14.6	40.6	0.6	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	0.2	1.2	25.7	154.7	
1992	44.0	20.8	4.8	1.0	0.0	0.4	0.0	0.2	0.0	2.5	35.5	85.2	194.4	
1993	169.6	1.8	75.6	8.2	0.0	0.3	0.0	48.5	0.0	13.3	10.0	76.6	403.9	
1994	59.3	132.1	46.8	4.9	3.9	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	18.9	56.5	322.6	
1995	72.2	20.0	95.8	7.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	22.7	40.5	258.7	
1996	132.9	96.6	40.8	15.5	6.7	0.0	T	1.9	T	T	15.1	62.6	372.1	
1997	150.6	161.6	37.9	2.0	10.8	0.0	0.0	17.8	28.6	2.7	20.0	38.5	470.5	
1998	175.2	68.7	21.1	6.6	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	4.9	19.3	20.7	316.9	
1999	56.7	197.5	139.3	69.7	0.1	0.0	0.7	0.0	9.9	13.7	0.0	46.5	534.1	
2000	162.8	106.7	88.3	0.1	4.0	0.0	0.0	0.0	1.3	14.6	0.0	65.5	443.3	
2001	235.2	261.0	135.1	18.2	0.2	0.0	0.0	4.9	1.6	4.7	4.9	31.0	696.8	
2002	86.3	193.6	149.7	52.8	0.6	5.0	18.0	1.8	0.2	10.2	35.9	57.0	611.1	
2003	82.3	67.6	86.9	5.2	7.0	0.0	5.2	2.2	0.0	1.4	9.8	28.1	295.7	
2004	167.8	94.6	65.9	5.4	0.0	0.0	22.6	21.4	0.6	2.8	0.0	37.9	419.0	
2005	96.8	160.1	89.6	18.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	1.8	20.3	87.8	477.1	
2006	167.2	125.2	152.4	35.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	21.0	30.0	57.4	588.6	
2007	105.4	87.7	123.7	9.2	2.0	0.0	0.0	0.0	3.8	2.0	17.2	70.7	421.7	
2008	173.6	73.8	58.8	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	0.0	3.6	1.4	82.6	400.4	
2009	24.4	137.4	54.3	35.5	0.0	0.0	1.0	0.0	2.1	2.4	85.5	37.9	380.5	
2010	106.1	69.3	34.0	20.4	3.0	0.0	0.0	0.0	T	9.3	4.2	112.6	358.9	
2011	113.6	130.9	39.4	24.1	10.5	0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	19.0	125.0	466.9	
2012	144.0	186.8	72.0	31.4	0.0	0.0	0.0	0.7	2.0	5.9	14.8			
PROM	114.2	99.4	71.8	13.8	2.4	1.0	1.1	3.0	3.1	6.9	22.4	55.8	388.5	
D.STD	68.0	66.2	47.2	16.5	5.1	2.8	4.2	8.3	6.1	11.0	39.2	35.0	156.7	
MAX	285.8	261.0	193.1	69.7	25.8	13.4	22.6	48.5	28.6	54.4	213.6	160.0	757.0	
MIN	2.6	1.5	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	51.6	

PROYECTO ESPECIAL TACNA															
GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS															
ÁREA DE HIDROLOGÍA															
PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)															
CÓDIGO DE ESTACIÓN	: 1910110C											LONGITUD	: 70° 15'		
NOMBRE DE ESTACIÓN	: VIZCACHAS											DPTO.	: MOQUEGUA	LATITUD	: 17° 16'
CATEG. DE ESTACIÓN	: CO											PROV.	: MARISCAL NIETO	ALTITUD	: 4 625 m.s.n.m.
CUENCA	: LOCUMBA											DIST.	: CARUMAS	FUENTE	: PET
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL		
1994	85.5	100.1	120.5	48.8	5.5	0	0	0	0	0	26	138	524.4		
1995	106.3	37.5	109	0	0	0	0	0	0	3.4	20.4	48.2	324.8		
1996	127.3	136.2	63.8	38.2	16.5	0	0	0	2.6	4.7	32.6	57.3	479.2		
1997	147.1	172	71.4	0	0	0	0	21.5	30.2	0	3.3	48.1	493.6		
1998	114.9	46.8	45.7	0	0	1.6	0	0	0	0	18.3	53.6	280.9		
1999	62.3	202	112.4	38.9	0	0	0	0	0	38.2	0	43.9	497.7		
2000	110.8	145.1	120.7	23.2	3.5	0.5	0	0.3	0	19.3	2.7	59.7	485.8		
2001	165.4	181.5	131.6	33.6	0	1.1	0	2.5	0	5.7	11.9	20.7	554.0		
2002	74.6	159.1	115.4	39.5	1.2	0	17.5	0	0.5	6.2	25.2	49.5	488.7		
2003	59.9	69.7	78.6	15.5	9.6	0	T	2.5	0	4.6	4.4	31.3	276.1		
2004	129.3	99	82.1	17.6	0	0	22.9	17.1	9.9	2.1	0	31.5	411.5		
2005	97.5	160.1	31.8	5.7	0	0	0	0	10.8	T	26.4	82.9	415.2		
2006	81.9	68	115.6	12.6	2.9	0	0	0	0.7	40.8	20.5	49.9	392.9		
2007	108.8	76.8	103.6	18.1	0	0	0	0	0						
2008															
2009	51.4	136.2	54.9												
2010	70.6	87.8	22.8												
2011	124.3	114.5	60.2	31.2	7.6	0.6	1	0	4.2	1	19.9	105.7	470.2		
2012	164.5	155.8	78.7	42.7	0	0	0	0	4.9	7.6	4.9	139.5	598.6		
2013	148.5	143.1	26.2		7.5	12.9	11.2	18.1	0	22.8	12.1	82.2	484.6		
2014	153.6	12.4													
PROM	109.2	115.2	81.3	22.9	3.2	1.0	3.1	3.6	3.8	9.8	14.3	65.1	448.6		
D.STD	35.7	52.1	34.9	16.5	4.7	3.1	7.2	7.4	7.7	13.6	10.7	35.7	92.5		
MAX	165.4	202.0	131.6	48.8	16.5	12.9	22.9	21.5	30.2	40.8	32.6	139.5	598.6		
MIN	51.4	12.4	22.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.7	276.1		

ANEXO 2

REGISTROS HISTÓRICOS DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES

PROYECTO ESPECIAL TACNA													
GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS													
ÁREA DE HIDROLOGÍA													
DESCARGAS MEDIAS MENSUALES (m³/s)													
CÓDIGO DE ESTACIÓN	: 1910111G												
NOMBRE DE ESTACIÓN	: CORANCHAY										LONGITUD	: 70° 17'	
CATEG. DE ESTACIÓN	: LIMNIGRÁFICA							DPTO.	: TACNA		LATITUD	: 17° 07'	
CUENCA	: LOCUMBA					PROV.	: CANDARAVE			ALTITUD	: 4 100 m.s.n.m.		
RÍO	: CALLAZAS						DIST.	: CANDARAVE		FUENTE	: S.C.C.		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1956	2.850	3.000	2.600	2.000	1.960	1.890	1.820	1.810	1.750	1.620	1.570	1.620	2.041
1957	1.620	1.810	2.230	1.734	1.668	1.646	1.632	1.668	1.651	1.636	1.669	1.864	1.736
1958	2.381	2.531	3.098	1.657	1.602	1.595	1.599	1.599	1.577	1.578	1.598	1.556	1.864
1959	1.564	1.884	2.615	1.694	1.580	1.521	1.558	1.525	1.560	1.510	1.549	1.736	1.691
1960	3.914	2.520	1.655	1.655	1.630	1.630	1.588	1.574	1.586	1.595	1.553	1.650	1.879
1961	2.650	3.450	2.649	1.968	1.665	1.573	1.595	1.587	1.588	1.581	1.601	2.095	2.000
1962	2.513	2.960	4.150	3.500	2.110	1.663	1.494	1.440	1.546	1.620	1.400	1.576	2.164
1963	1.900	5.000	11.100	3.020	3.000	2.330	2.350	2.250	2.180	2.090	2.110	2.640	3.331
1964	2.010	2.790	2.580	1.980	1.790	1.670	1.690	1.590	1.530	1.390	1.340	1.480	1.820
1965	1.620	2.020	1.760	1.430	1.410	1.570	1.520	1.550	1.610	1.580	1.420	1.420	1.576
1966	1.410	1.728	1.520	1.706	1.360	1.345	1.396	1.432	1.396	1.432	1.405	1.490	1.468
1967	1.633	2.508	2.975	1.801	1.428	1.433	1.448	1.426	1.497	1.300	1.370	1.344	1.680
1968	1.686	1.859	2.831	1.733	1.526	1.466	1.387	1.375	1.341	1.338	1.428	1.346	1.610
1969	1.486	1.851	1.728	1.377	1.347	1.378	1.406	1.387	1.415	1.375	1.328	1.353	1.453
1970	2.258	2.115	1.908	1.391	1.298	1.356	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.361	1.547
1971	1.721	3.003	2.240	1.474	1.375	1.372	1.318	1.356	1.357	1.323	1.328	1.402	1.606
1972	3.042	2.474	4.839	3.549	1.868	1.459	1.423	1.375	1.375	1.416	1.375	2.360	2.213
1973	2.537	5.371	7.057	3.725	2.505	1.553	1.397	1.427	1.373	1.480	1.392	1.497	2.610
1974	3.547	7.399	5.875	2.668	2.261	2.219	2.156	2.354	2.223	2.035	1.970	1.996	3.059
1975	2.678	5.366	7.560	3.358	2.844	2.225	2.076	1.945	1.960	1.921	1.872	2.159	2.997
1976	3.682	4.158	4.243	2.841	2.173	1.441	1.357	1.395	1.442	1.387	1.220	1.314	2.221
1977	1.490	3.195	6.438	2.521	1.448	1.473	1.414	1.381	1.403	1.325	1.416	1.422	2.077
1978	2.806	2.185	1.569	1.525	1.402	1.428	1.387	1.427	1.376	1.336	1.326	1.396	1.597
1979	1.817	1.505	2.229	1.572	1.382	1.496	1.452	1.376	1.369	1.363	1.382	1.437	1.532
1980	1.493	1.653	1.794	1.472	1.511	1.319	1.251	1.317	1.310	1.292	1.301	1.302	1.418
1981	1.568	3.559	2.290	1.615	1.378	1.375	1.359	1.384	1.337	1.362	1.362	1.536	1.677
1982	2.134	1.854	1.672	1.516	1.341	1.185	1.159	1.188	1.230	1.187	1.230	1.144	1.403
1983	1.104	1.067	1.184	1.306	1.333	1.256	1.220	1.177	1.177	1.313	1.407	1.538	1.257
1984	1.966	3.326	2.392	1.436	1.157	1.153	1.251	1.191	1.084	1.214	1.653	1.644	1.622
1985	1.654	4.255	2.949	2.100	1.485	1.427	1.331	1.323	1.250	1.279	1.259	2.534	1.904
1986	4.414	5.186	4.139	3.020	2.222	1.920	1.769	1.618	1.474	1.395	1.375	1.813	2.529
1987	5.603	3.963	1.910	1.336	1.271	1.215	1.389	1.323	1.325	1.287	1.397	1.506	1.960
1988	1.946	1.435	1.388	1.359	1.329	1.271	1.499	1.478	1.389	1.278	1.343	1.816	1.461
1989	1.902	2.487	3.187	2.033	1.675	1.525	1.279	1.151	1.253	1.278	1.289	1.295	1.696
1990	1.540	1.480	1.205	1.408	1.300	1.406	1.406	1.493	1.480	1.456	1.464	1.637	1.440
1991	2.805	2.272	2.658	1.891	1.437	1.387	1.251	1.251	1.261	1.369	1.423	1.454	1.705
1992	1.586	1.565	1.496	1.496	1.439	1.337	1.304	1.220	1.203	1.297	1.386	1.551	1.407
1993	2.227	1.449	1.728	1.146	1.140	1.224	1.212	1.224	1.180	1.200	1.356	1.568	1.388
1994	2.016	5.925	2.180	2.069	1.807	1.582	1.503	1.500	1.576	1.636	1.720	1.780	2.108
1995	1.860	1.540	1.988	1.329	1.142	1.102	1.231	1.363	1.568	1.393	1.420	1.461	1.450
1996	2.408	2.062	1.427	1.263	1.182	1.298	1.348	1.338	1.462	1.487	1.681	1.185	1.512
1997	1.382	3.671	2.920	1.842	1.546	1.504	1.288	1.203	1.232	1.112	1.209	1.138	1.671
1998	1.806	1.990	1.398	1.387	1.398	1.558	1.352	1.258	1.164	1.244	1.248	1.179	1.415
1999	1.239	5.166	4.421	2.070	1.323	1.159	1.104	1.060	1.032	1.063	1.042	1.157	1.820
2000	2.053	3.273	2.800	1.339	1.214	1.235	1.241	1.201	1.152	1.186	1.140	1.285	1.593
2001	2.207	6.087	6.180	2.571	1.208	1.209	1.155	1.155	1.117	1.079	1.103	1.211	2.190
2002	1.288	3.465	4.383	4.406	2.082	1.496	1.490	1.485	1.485	1.480	1.559	1.476	2.175
2003	1.569	1.716	1.736	1.496	1.451	1.413	1.448	1.336	1.300	1.291	1.281	1.281	1.443
2004	1.636	2.605	1.593	1.470	1.325	1.284	1.345	1.296	1.273	1.270	1.253	1.214	1.464
2005	1.524	3.117	1.751	1.378	1.230	1.249	1.275	1.274	1.285	1.243	1.237	1.321	1.490
2006	2.174	3.597	4.643	2.318	1.302	1.332	1.301	1.214	1.279	1.229	1.215	1.246	1.904
2007	1.953	1.666	2.759	1.256	1.221	1.234	1.229	1.196	1.279	1.144	1.175	1.178	1.441
2008	1.940	1.330	1.317	1.227	1.221	1.196	1.237	1.204	1.167	1.197	1.163	1.304	1.292
2009	1.461	2.421	3.250	1.426	1.266	1.216	1.257	1.202	1.188	1.092	1.107	1.165	1.504
2010	1.412	1.821	1.313	1.163	1.159	1.178	1.166	1.168	1.277	1.390	1.359	1.223	1.302
2011	1.464	3.806	1.594	1.500	1.248	1.198	1.189	1.178	1.205				
PROM.	2.110	2.919	2.948	1.902	1.553	1.450	1.423	1.403	1.401	1.388	1.403	1.521	1.789
DESV. ST.	0.837	1.412	1.897	0.737	0.413	0.262	0.241	0.245	0.235	0.212	0.207	0.339	0.586
MÁXIMA	5.603	7.399	11.100	4.406	3.000	2.330	2.350	2.354	2.223	2.090	2.110	2.640	3.967
MÍNIMA	1.104	1.067	1.184	1.146	1.140	1.102	1.104	1.060	1.032	1.063	1.042	1.138	1.099

PROYECTO ESPECIAL TACNA													
GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS													
ÁREA DE HIDROLOGÍA													
DESCARGAS MEDIAS MENSUALES (m³/s)													
CÓDIGO DE ESTACIÓN	: 1910111B												
NOMBRE DE ESTACIÓN	: ARICOTA - LA YESERA										LONGITUD : 70° 14' 12"		
CATEG. DE ESTACIÓN	: LIMNIMETRICA							DPTO. : TACNA		LATITUD : 17° 20' 03"			
CUENCA	: LOCUMBA						PROV. : CANDARAVE			ALTITUD : 2850 m.s.n.m.			
RÍO	: SALADO							DIST. : QUILAHUANI		FUENTE : PET			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1963										0.494	0.491	0.613	0.533
1964	0.780	1.078	0.587	0.570	0.574	0.476	0.480	0.572	0.619	0.440	0.477	0.611	0.605
1965	0.468	1.190	0.482	0.469	0.459	0.567	0.455	0.401	0.567	0.536	0.566	0.503	0.555
1966	0.439	0.460	0.480	0.441	0.459	0.441	0.416	0.413	0.402	0.396	0.400	0.419	0.431
1967	0.343	1.370	2.031	0.735	0.474	0.467	0.447	0.395	0.404	0.372	0.353	0.368	0.647
1968	1.541	1.362				0.453	0.485	0.382	0.340	0.346	0.350	0.366	0.625
1969	0.559	1.560	1.470	0.408	0.343	0.360	0.342	0.348	0.367	0.347	0.306	0.295	0.559
1970	1.491	0.808	1.988	0.498	0.471	0.419	0.391	0.391	0.410	0.392	0.410	0.426	0.675
1971	0.779	1.857	1.195	0.435	0.438	0.471	0.471	0.460	0.428	0.405	0.355	0.347	0.637
1972	7.376	3.898	2.582	0.704	0.524	0.518	0.525	0.530		0.393	0.450	0.837	1.667
1973	3.428	8.307	4.291	0.797	0.563	0.588	0.565		0.469	0.562	0.287		1.986
1974													
1975													
1976													
1977													
1978													
1979													
1980													
1981													
1982													
1983													
1984													
1985													
1986													
1987													
1988													
1989													
1990													
1991	2.658	1.206	1.673	0.320	0.220	0.283	0.193	0.243	0.201	0.171	0.207	0.134	0.626
1992	0.211	0.168	0.116	0.200	0.246	0.368	0.555	0.430	0.439	0.458	0.569	1.520	0.440
1993	2.500	1.258	0.670	0.825	0.882	0.918	0.922	1.008	0.983	0.908	0.882	0.909	1.055
1994	2.782	5.045	1.972	1.428	1.259	1.292	1.023	0.913	0.925	0.658	0.579	0.712	1.549
1995	1.335	1.036	2.582	0.737	0.620	0.738	0.726	0.644	0.638	0.379	0.281	0.449	0.847
1996	1.211	2.305	1.668	0.719	0.534	0.519	0.530	0.604	0.576	0.439	0.455	0.468	0.836
1997	1.431	5.472	3.387	0.980	1.064	0.920	0.716	0.653	0.809	0.699	0.512	0.578	1.435
1998	1.609	1.168	0.505	0.562	0.606	0.728	0.556	0.515	0.464	0.422	0.492	0.531	0.680
1999	0.329	3.854	5.192	0.672	1.246	0.931	0.571	0.697	0.537	0.525	0.560	0.568	1.307
2000	1.284	3.177	2.506	1.129	0.950	0.873	0.747	0.767	0.604	0.474	0.409	0.256	1.098
2001	1.238	12.499	11.579	1.451	1.380	1.236	1.446	1.350	0.809	0.819	0.746	0.882	2.953
2002	1.013	2.253	4.013	2.116	1.673	1.187	1.523	1.226	0.763	0.767	0.598	0.605	1.478
2003	0.593	0.603	1.707	0.526	0.717	0.636	0.680	0.496	0.483	0.419	0.383	0.359	0.634
2004	1.043	2.798	1.420	0.673	0.468	0.631	0.749	0.902	0.852	0.459	0.481	0.377	0.904
2005													
2006	1.479	6.380	6.184	4.590	1.558	1.237	0.855	0.869	0.701	0.618	0.562	0.537	2.131
2007	2.376	1.708	2.334	0.681	0.704	0.717	0.652	0.643	0.602	0.563	0.681	0.679	1.028
2008	1.920	1.770	2.290	1.330	0.880	0.910	0.890	0.830	0.550	0.750	0.570	1.120	1.151
2009	0.487	1.584	1.145	1.444	1.409	1.000	0.984	0.723	0.709	0.714	0.663	0.548	0.951
2010	1.474	1.542	0.652	0.770	0.653	0.655	0.628	0.741	0.647	0.650	0.612	0.711	0.811
2011	1.173	4.409	3.942	1.228	1.319	1.087	0.960	1.055	1.020	0.818	0.852	2.222	1.674
2012	3.538	8.702	4.485	2.990	1.898	1.634	1.530	1.540	1.340	1.138	1.051	2.075	2.660
2013	3.555	2.830	3.652	2.156	1.625	1.449	1.511	1.390	0.922	0.803	0.620	1.453	1.831
PROM	1.639	2.927	2.541	1.051	0.846	0.772	0.735	0.714	0.632	0.556	0.522	0.702	1.121
D.STD	1.415	2.774	2.263	0.896	0.467	0.349	0.354	0.332	0.242	0.202	0.183	0.489	0.641
MAX	7.376	12.499	11.579	4.590	1.898	1.634	1.530	1.540	1.340	1.138	1.051	2.222	2.953
MIN	0.211	0.168	0.116	0.200	0.220	0.283	0.193	0.243	0.201	0.171	0.207	0.134	0.431

PROYECTO ESPECIAL TACNA															
GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS															
AREA DE HIDROLOGIA															
DESCARGAS MEDIAS MENSUALES (m³/s)															
CODIGO DE ESTACION	: 19101112														
NOMBRE DE ESTACION	: CANDARAVE(Pallata)											LONGITUD	: 70° 14' 12"		
CATEG. DE ESTACION	: LIMNIMETRICA								DPTO.	: TACNA			LATITUD	: 17° 18' 03"	
CUENCA	: LOCUMBA							PROV.	: CANDARAVE			ALTITUD	: 2850 m.s.n.m		
RIO	: CALLAZAS						DIST.	: QUILAHUANI			FUENTE	: PET			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM		
1963								0.704	0.749	0.688	0.657	0.768			
1964	0.795	1.061	1.199	0.852	0.676	0.709	0.733	0.665	0.589	0.578	0.536	0.543	0.745		
1965	0.532	0.869	0.573	0.536	0.586	0.615	0.629	0.546	0.545	0.502	0.507	0.490	0.578		
1966	0.472	0.494	0.482	0.475	0.483	0.497	0.498	0.516	0.436	0.428	0.411	0.402	0.466		
1967	0.549	1.131	2.439	0.756	0.666	0.604	0.581	0.591	0.580	0.538	0.496	0.470	0.783		
1968	0.965	0.871			0.660	0.654	0.558	0.625	0.428	0.400	0.493	0.405			
1969	0.469	1.462	1.179	0.462	0.437	0.422	0.446	0.505	0.359	0.339	0.367	0.381	0.569		
1970	2.050	1.162	1.173	0.418	0.431	0.455	0.445	0.463	0.445	0.421	0.410	0.465	0.695		
1971	0.954	3.440	1.991	0.563	0.577	0.572	0.573	0.564	0.564	0.371	0.395				
1972					0.838	0.663	0.664	0.564	0.569	0.554	0.499	0.996			
1973	2.679	12.260	11.056	2.796	0.796	0.524	0.625		0.545	0.546	0.422	0.445			
1974															
1975															
1976															
1977															
1978															
1979															
1980															
1981															
1982															
1983															
1984															
1985															
1986															
1987															
1988															
1989															
1990															
1991	3.942	1.084	2.685	0.387	0.358	0.341	0.334	0.392	0.284	0.180	0.164	0.138	0.857		
1992	0.187	0.166	0.177	0.338	0.376	0.391	0.471	0.488	0.413	0.413	0.419	1.208	0.421		
1993	2.109	0.931	1.207	0.695	0.443	0.436	0.432	0.551	0.494	0.482	0.466	0.485	0.728		
1994	1.383	5.957	0.709	0.652	0.593	0.553	0.541	0.563	0.516	0.529	0.538	0.557	1.091		
1995	0.860	0.587	1.288	0.640	0.620	0.645	0.658	0.856	0.632	0.614	0.556	0.542	0.708		
1996	0.673	1.051	0.904	0.579	0.560	0.543	0.590	0.676	0.534	0.439	0.421	0.440	0.618		
1997	0.878	3.703	2.682	0.832	0.645	0.640	0.604	0.631	0.546	0.421	0.407	0.459	1.037		
1998	1.365	0.984	0.577	0.604	0.619	0.573	0.565	0.556	0.489	0.438	0.437	0.495	0.642		
1999	0.702	7.913	5.625	1.597	0.853	0.725	0.576	0.587	0.512	0.484	0.450	0.438	1.705		
2000	1.381	4.184	3.176	0.761	0.645	0.710	0.709	0.702	0.582	0.554	0.461	0.548	1.201		
2001	0.979	5.153	5.480	1.143	0.912	1.043	0.922	0.875	0.763	0.813	0.699	0.816	1.633		
2002	0.905	3.035	5.147	1.965	1.426	1.432	2.138	1.736	0.726	0.683	0.636	0.641	1.706		
2003	0.750	0.749	1.008	0.915	0.805	0.806	0.754	0.872	0.801	0.654	0.609	0.609	0.778		
2004	0.745	1.599	0.523	0.710	0.850	0.816	0.891	0.877	0.556	0.636	0.577	0.596	0.781		
2005															
2006	1.087	3.677	3.808	1.462	0.825	0.785	0.923	0.898	0.815	0.803	0.872	0.744	1.392		
2007	2.689	2.505	4.214	1.233	0.822	0.796	0.698	0.639	0.620	0.736	0.732	0.619	1.359		
2008	2.050	1.250	1.950	0.840	1.050	0.900	0.970	0.780	0.910	0.660	0.550	0.720	1.053		
2009	1.099	3.116	2.921	0.962	0.834	0.810	0.719	0.760	0.705	0.612	0.574	0.673	1.149		
2010	0.923	1.780	1.050	0.745	0.727	0.728	0.711	0.655	0.690	0.662	0.689	0.732	0.841		
2011	2.325	3.728	2.445	1.045	0.937	0.900	0.893	0.797	0.766	0.672	0.649	1.829	1.416		
2012	6.160	13.318	3.315	1.291	0.844	0.807	0.811	0.691	0.579	0.523	0.509	1.283	2.511		
2013	3.680	2.137	3.025	1.055	0.998	0.982	1.261	0.702	0.563	0.566	0.533	0.800	1.359		
PROM	1.495	2.947	2.467	0.910	0.715	0.690	0.716	0.688	0.585	0.544	0.519	0.648	1.029		
D.STD	1.268	3.180	2.235	0.519	0.223	0.219	0.322	0.233	0.139	0.138	0.131	0.317	--		
MAX	6.160	13.318	11.056	2.796	1.426	1.432	2.138	1.736	0.910	0.813	0.872	1.829	13.318		
MIN	0.187	0.166	0.177	0.338	0.358	0.341	0.334	0.392	0.284	0.180	0.164	0.138	0.138		

PROYECTO ESPECIAL TACNA														
GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS														
ÁREA DE HIDROLOGÍA														
DESCARGAS MEDIAS MENSUALES (m³/s)														
CODIGO DE ESTACIÓN		: 1910111L												
NOMBRE DE ESTACIÓN		: ICHICOLLO										LONGITUD		: 70° 05'
CATEG. DE ESTACIÓN		: LIMNIMETRICA					DPTO.			: TACNA	LATITUD		: 17° 15'	
CUENCA		: SAMA					PROV.			: TARATA	ALTITUD		: 4163 m.s.n.m.	
TUNEL		: ICHICOLLO												
FUENTE		: PET												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM	
1992							0.077	0.090	0.119	0.226	0.294	0.633		
1993	0.745	0.724	0.861	0.530	0.556	0.544	0.528	0.559	0.567	0.423	0.270	0.382	0.557	
1994	0.441	0.891	0.516	0.554	0.514	0.609	0.639	0.615	0.595	0.384	0.276	0.293	0.527	
1995	0.273	0.256	0.406	0.255	0.253	0.206	0.213	0.214	0.205	0.148	0.088	0.080	0.216	
1996	0.303	0.497	0.332	0.226	0.181	0.246	0.306	0.298	0.220	0.117	0.149	0.145	0.252	
1997	0.687	1.190	0.337	0.503	0.344	0.273	0.243	0.265	0.386	0.387	0.314	0.204	0.428	
1998	0.618	0.230	0.196	0.200	0.202	0.200	0.180	0.152	0.152	0.140	0.168	0.172	0.218	
1999	0.233	0.431	2.635	1.751	1.059	0.606	0.350	0.269	0.239	0.274	0.243	0.224	0.693	
2000	0.735	2.416	2.570	1.108	0.554	0.446	0.350	0.320	0.290	0.224	0.111	0.243	0.781	
2001	1.481	3.327	4.020	2.298	1.384	1.163	0.585	0.549	0.337	0.223	0.224	0.404	1.333	
2002	0.280	1.386	3.790	2.373	1.205	0.503	1.165	0.575	0.185	0.204	0.259	0.271	1.016	
2003	0.297	0.429	0.618	0.271	0.292	0.252	0.263	0.236	0.206	0.154	0.141	0.149	0.276	
2004	0.547	1.877	1.184	0.662	0.187	0.188	0.290	0.373	0.306	0.156	0.113	0.120	0.500	
2005	0.551	1.923	0.733	0.764	0.379	0.316	0.259	0.232	0.221	0.203	0.211	0.238	0.503	
2006	0.897	3.264	3.971	3.720	1.043	0.812	0.633	0.495	0.323	0.351	0.205	0.132	1.321	
2007	0.359	0.666	0.427	0.099	0.184	0.184	0.236	0.231	0.205	0.196	0.194	0.234	0.268	
2008	1.497	0.373	0.583	0.304	0.223	0.225	0.226	0.224	0.200	0.193	0.191	0.218	0.371	
2009	0.290	0.765	1.101	0.468	0.352	0.354	0.361	0.314	0.274	0.252	0.236	0.256	0.419	
2010	0.364	0.501	0.419	0.339	0.371	0.268	0.257	0.248	0.235	0.225	0.205	0.231	0.305	
2011	0.489	2.907	0.864	0.754	0.404	0.286	0.230	0.211	0.195	0.195	0.155	0.254	0.579	
2012	1.368	3.598	1.975	1.162	0.740	0.415	0.324	0.262	0.242	0.181	0.224	0.509	0.917	
2013	1.008	1.290	1.991	0.516	0.371	0.348	0.338	0.299	0.239	0.222	0.225	0.291	0.595	
2014														
PROM	0.641	1.378	1.406	0.898	0.514	0.402	0.366	0.320	0.270	0.231	0.204	0.258	0.575	
D.STD	0.401	1.113	1.277	0.917	0.362	0.242	0.231	0.146	0.118	0.084	0.061	0.129	0.333	
MAX	1.497	3.598	4.020	3.720	1.384	1.163	1.165	0.615	0.595	0.423	0.314	0.633	1.333	
MIN	0.233	0.230	0.196	0.099	0.181	0.184	0.077	0.090	0.119	0.117	0.088	0.080	0.216	

ANEXO 3

REGISTRO HISTÓRICO DEL NIVEL DEL ESPEJO DE AGUA DE LA LAGUNA ARICOTA.

