

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA**



**ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD DE UNA MINICENTRAL  
HIDROELÉCTRICA PARA AMPLIACIÓN DEL PROYECTO  
QUITARACSA**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO MECANICO ELÉCTRICO**

**ALAN HENRY MARTINEZ GONZALES**

**PROMOCION 2005-I**

**LIMA-PERU**

**2012**

## **DEDICATORIA**

Para mis padres Edilberto e Isidora, los autores de mis logros.

Para Alessandra Martinez. Tu existencia guía mi camino.

## ÍNDICE

PROLOGO .....	1
CAPITULO 1 .....	2
INTRODUCCION .....	2
1.1 OBJETIVOS.....	4
1.1.1 OBJETIVO GENERAL .....	4
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.2 ANTECEDENTES .....	5
1.3 JUSTIFICACIÓN .....	6
CAPITULO 2 .....	8
FUNDAMENTO TEÓRICO .....	8
2.1 CENTRALES HIDROELÉCTRICAS .....	8
2.1.1 TIPOS DE MINICENTRALES HIDROELÉCTRICAS.....	9
2.1.2 COMPONENTES DE MINICENTRALES HIDROELÉCTRICAS.....	10
2.1.3 ESTUDIOS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE MINICENTRALES HIDROELÉCTRICAS .....	15
2.1.4 CONSIDERACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE MINICENTRALES HIDROELÉCTRICAS.....	16
2.1.4.1 OBRAS DE CAPTACIÓN.....	17
2.1.4.2 OBRAS DE CONDUCCIÓN .....	22
2.1.4.3 DESARENADOR.....	27
2.1.4.4 CÁMARA DE CARGA.....	30
2.1.4.5 TUBERÍA FORZADA .....	35
2.1.4.6 TURBINAS HIDRÁULICAS .....	43
2.1.5 CAUDAL ECOLÓGICO .....	54
2.1.6 LÍNEAS DE TRANSMISIÓN .....	55
2.2 MERCADO ELÉCTRICO .....	57
2.2.1 MERCADO LIBRE Y REGULADO .....	62
2.2.2 CONSIDERACIONES PARA LA FIJACIÓN DE TARIFAS EN BARRAS .....	63
2.2.3 PRECIOS EN EL MERCADO LIBRE .....	67
2.2.4 PRECIOS PARA EL SERVICIO PÚBLICO DE ELECTRICIDAD .....	68
2.2.5 PRECIOS EN BARRA APLICABLES AL PERIODO 01/05/2011 AL 30/04/2012 .....	68
CAPITULO 3 .....	72
ESTUDIOS TÉCNICOS BÁSICOS .....	72
3.1 HIDROLOGÍA.....	72
3.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA .....	72
3.1.2 INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	75
3.1.3 PRECIPITACIONES.....	78
3.1.4 ESCORRENTIA .....	81
3.1.4.1 CURVA DE DURACIÓN SUB CUENCA 2.....	87
3.1.4.2 ANÁLISIS DE AVENIDAS EN SUB CUENCA 2.....	88
3.1.4.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	92
3.2 GEOLOGÍA .....	94
3.2.1 GEOMORFOLOGÍA .....	94
3.2.2 CARACTERIZACIÓN DE RIESGOS GEODINÁMICOS.....	97

<b>3.3 TOPOGRAFÍA</b> .....	105
<b>CAPITULO 4</b> .....	108
<b>INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO</b> .....	108
<b>4.1 ESQUEMAS Y CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO</b> .....	108
<b>4.2 DIMENSIONAMIENTO DE LOS COMPONENTES CIVILES Y ELECTROMECÁNICOS</b> .....	110
<b>4.2.1 OBRAS DE CAPTACIÓN</b> .....	110
<b>4.2.2 OBRAS DE CONDUCCIÓN</b> .....	113
<b>4.2.3 TUBERÍA FORZADA</b> .....	115
<b>4.2.4 CÁMARA DE CARGA</b> .....	118
<b>4.2.5 SELECCIÓN DEL TIPO DE TURBINA</b> .....	120
<b>4.2.6 SELECCIÓN DEL GENERADOR Y TRANSFORMADOR</b> .....	122
<b>4.2.7 LÍNEAS DE TRANSMISIÓN</b> .....	123
<b>CAPITULO 5</b> .....	128
<b>EVALUACIÓN ECONÓMICA</b> .....	128
<b>5.1 METRADOS Y COSTOS</b> .....	128
<b>5.2 EVALUACIÓN ECONÓMICA</b> .....	131
<b>CAPITULO 6</b> .....	136
<b>ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL</b> .....	136
<b>6.1 INTRODUCCIÓN</b> .....	136
<b>6.2 IMPACTOS POTENCIALES DEL PROYECTO</b> .....	137
<b>6.2.1 IMPACTOS NEGATIVOS</b> .....	137
<b>6.2.2 IMPACTOS POSITIVOS</b> .....	139
<b>6.3 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE IMPACTOS</b> .....	140
<b>6.3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS ATRIBUTOS DE LOS IMPACTOS</b> .....	142
<b>6.3.2 EVALUACIÓN DE IMPACTOS</b> .....	145
<b>6.4 PROGRAMA DE MITIGACIÓN</b> .....	147
<b>6.4.1 MEDIDAS GENERALES DEL PROGRAMA DE MITIGACIÓN</b> .....	147
<b>6.4.2 MEDIDAS ESPECÍFICAS DEL PROGRAMA DE MITIGACIÓN</b> .....	148
<b>6.5 PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL</b> .....	153
<b>6.5.1 MONITOREO DE LA CALIDAD DEL AGUA</b> .....	154
<b>6.5.2 MONITOREO DE LA CALIDAD DEL AIRE</b> .....	155
<b>6.5.3 MONITOREO DE LOS NIVELES SONOROS</b> .....	156
<b>6.5.4 MONITOREO DE CAMPOS ELECTROMAGNÉTICOS</b> .....	156
<b>6.5.5 MONITOREO DE SUELOS</b> .....	157
<b>6.6 MERCADO DE BONOS DE CARBONO</b> .....	157
<b>6.6.1 CARACTERÍSTICAS Y PERSPECTIVAS</b> .....	158
<b>6.6.2 ESTIMACIÓN DE LA REDUCCIÓN DE EMISIONES DE CO2</b> .....	160
<b>CONCLUSIONES</b> .....	162
<b>RECOMENDACIONES</b> .....	164
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	165
<b>ANEXOS</b> .....	167

## **PROLOGO**

Los capítulos que tratará la tesis son los siguientes:

**CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN**, describe el propósito general de la tesis.

**CAPÍTULO 2: FUNDAMENTO TEÓRICO** del diseño de Centrales Hidroeléctricas y tópicos sobre la operación del Mercado Eléctrico Peruano.

**CAPÍTULO 3: ESTUDIOS TÉCNICOS BASICOS** de la Hidrología de la vertiente del Quitaracsa, Geología y la Topografía del terreno de la zona del proyecto.

**CAPÍTULO 4: INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO** para la determinación de los parámetros de diseño (caudal y salto) y el dimensionamiento de los principales componentes de la minicentral hidroeléctrica.

**CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN ECONÓMICA**, se mostrará el presupuesto de obras civiles y electromecánicas, y se realizará el análisis de viabilidad económica del proyecto.

**CAPÍTULO 6: ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**, se evalúa los impactos potenciales del proyecto para su valoración, se incluye el plan de mitigación de los impactos negativos y el plan de monitoreo ambiental.

## **CAPITULO 1**

### **INTRODUCCION**

Con la presente tesis se realizará el estudio de la pre factibilidad de la construcción de una minicentral hidroeléctrica de derivación de 3.46 MW turbinando las aguas de una sub cuenca de la cuenca del Río Quitaracsa, para esto se realizará la ingeniería básica del proyecto atendiendo los aspectos topográficos, hidrológicos, geológicos, así como también se realizará el diseño de los principales componentes electromecánicos y civiles, para finalmente determinar la viabilidad económica del proyecto, asimismo se analizarán los aspectos ambientales y sociales de la zona de influencia del proyecto.

La vertiente del Quitaracsa se ubica en la margen derecha del río Santa y descarga sus recursos hídricos en las cercanías del poblado de Huallanca, se ubica en el distrito de Yuracmarca, provincia de Huaylas, departamento de Ancash.

La tesis busca optimizar el aprovechamiento de la naciente de la cuenca del río Quitaracsa, en donde actualmente se está desarrollando la construcción del proyecto Quitaracsa 1 de 112 MW que aprovechará los recursos hídricos del tramo final del río, antes de confluir al río Santa; y se llevan realizando los estudios de factibilidad de la construcción del proyecto Quitaracsa 2 de 88 MW, aguas arriba de la toma de agua y represa de Quitaracsa 1, cuya toma de agua y represa se encontrará

aguas debajo de la confluencia del río Collota y Quitaracsa. La parte de la sub cuenca que se analizará se sitúa aguas debajo de la naciente del río en el nevado Pilanco en la Cordillera Blanca y de las lagunas Millarcocha y Matarcocha.

El esquema seleccionado para el proyecto de esta tesis se encuentra con una descarga ubicada aproximadamente en la elevación 3 300 msnm y con una toma de agua en la elevación 3500 msnm.

El proyecto, aprovechando las líneas de transmisión que se construirán en los proyectos Quitaracsa 1 y 2, logrará conectarse al sistema interconectado nacional representado un aporte adicional para cubrir la demanda creciente de energía para el mercado energético del Perú.

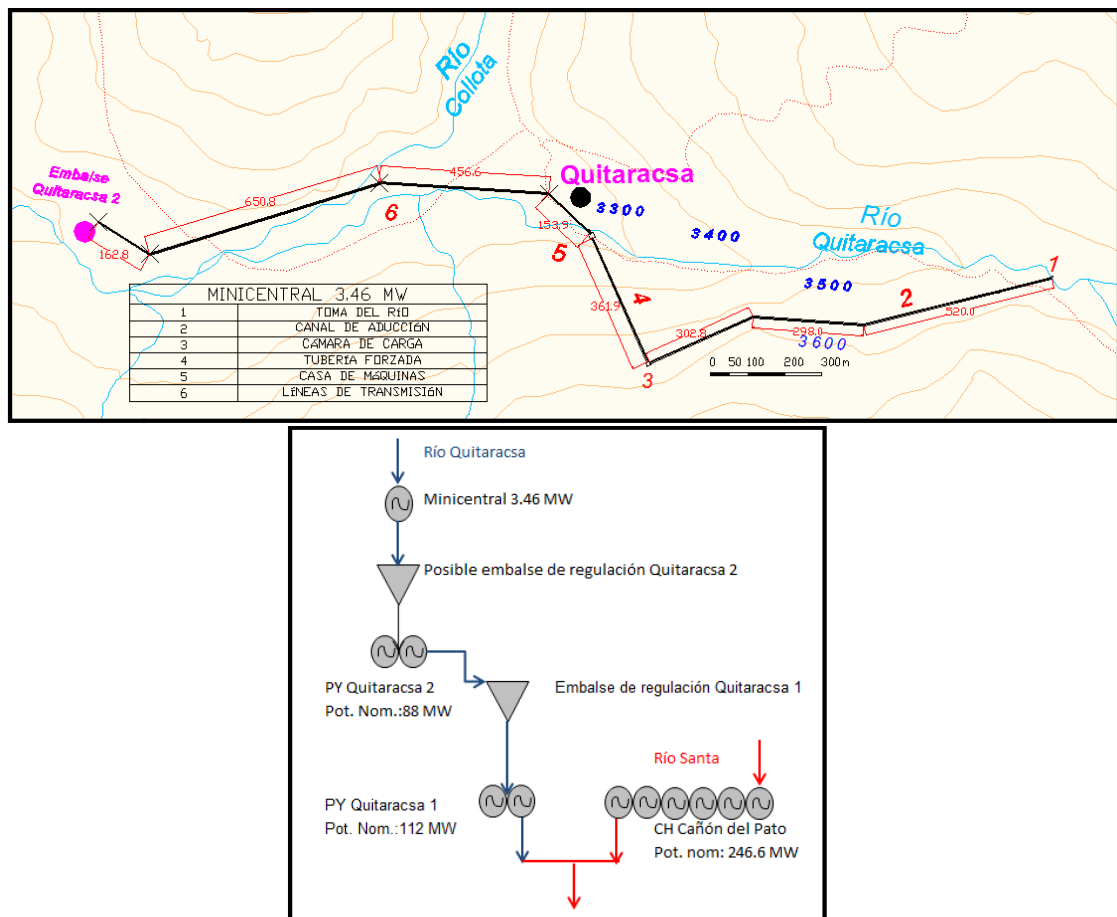


Figura 1.1 Superior: Vista General del proyecto de la Minicentral. Inferior: Esquema topológico del proyecto.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 Objetivo General**

Elaborar la ingeniería básica y realizar el análisis de prefactibilidad de una Minicentral Hidroeléctrica para el aprovechamiento de los recursos hídricos del tramo inicial de la cuenca del río Quitarcasa.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- Dimensionar los principales componentes electromecánicos de la minicentral para determinar el presupuesto de la obra.
- Realizar la evaluación económica para determinar la viabilidad del proyecto.
- Analizar los aspectos ambientales y sociales en la zona de influencia del proyecto.



## 1.2 ANTECEDENTES

La cuenca del río Quitaracsa, drena una superficie de 390 km<sup>2</sup> aproximadamente, en su desarrollo la cuenca presenta tres tramos bien definidos. El primero con gran pendiente desde las cumbres que la limitan con alturas cercanas a los 6000 msnm hasta los 4200 msnm. Un segundo tramo de media a baja pendiente con un paisaje de puna, que se desarrolla hasta los 3300 msnm y un tramo final encañonado y con un desarrollo con fuerte pendiente hasta su confluencia con el río Santa en la cota 1400 msnm.

Actualmente está en ejecución la construcción de la central Quitaracsa I, ubicada entre las cotas 2343 msnm y 1476 msnm, dicha central considera la utilización de un caudal nominal de 15 m<sup>3</sup>/s con un salto de 867 m para producir 114 MW, su diseño contempla la operación de dos turbinas Pelton de eje vertical, es decir cada una con un caudal nominal de 7.5 m<sup>3</sup>/s. También se encuentra en estudio la factibilidad de la implementación de una segunda Central denominada Quitaracsa II, de una potencia de 77 MW con un caudal nominal de 12 m<sup>3</sup>/s con un salto de 744 m, que operará entre las cotas 3145 msnm y 2401 msnm. Ambos proyectos aprovechan la mayor parte del potencial hidroeléctrico de la cuenca; sin embargo existe potenciales energéticos que pueden optimizar el mayor uso de la cuenca, y que es el propósito de la presente tesis.

Con respecto a la hidrometría, en la década de los 50, la Corporación Peruana del Santa instaló en la cuenca del río Santa una red hidrometeorológica, incluyendo la del Quitaracsa, disponiéndose de datos de climatología, pluviometría e hidrometría desde 1953. De los análisis de los registros hidrometeorológicos, se ha obtenido que

el régimen hidrológico del río Quitaracsa presenta condiciones particulares en relación a las demás cuencas de la costa peruana. Los caudales de estiaje son poco afectables por condiciones meteorológicas extremas, de año seco o húmedo, debido a su capacidad de retención en la época de avenidas y el aporte de sus lagunas naturales y glaciares durante el estiaje. Asimismo el aporte de sedimentos es reducido.

### **1.3 JUSTIFICACIÓN**

El proyecto analizado en esta tesis busca contribuir al desarrollo sostenible del país, y contribuir a cubrir la demanda energética futura prevista en el Plan Referencial de Electricidad 2008 – 2017 del Ministerio de Energía y Minas.

Desde el punto de vista ambiental la necesidad de generar con energías renovables es un compromiso, existe una concientización cada vez mayor sobre los efectos medioambientales que conlleva el sistema de desarrollo económico, como son el cambio climático, la lluvia ácida o el agujero de la capa de ozono; se busca reducir las emisiones nocivas. Actualmente las energías renovables han dejado de ser tecnologías caras y minoritarias para ser plenamente competitivas y eficaces de cara a cubrir las necesidades de la demanda. Dentro de estas energías renovables se encuentra la energía hidroeléctrica, como principal aliado en la generación de energía limpia.

Económicamente las centrales hidroeléctricas y entre ellas las minicentrales encuentran su justificación de inversión debido a su bajo costo de operación, puesto que no tienen el componente de costo variable combustible, y su costo variable

únicamente está compuesto por la compensación única al Estado por el uso del recurso natural y por el costo de sólidos en suspensión<sup>1</sup>. Debido al costo marginal en el mercado eléctrico peruano y a la deficiencia de la oferta energética, las centrales hidráulicas obtendrán altos beneficios económicos. Adicionalmente hay que tener en cuenta que se pueden solicitar bonos de carbono por la utilización de recursos limpios para generar energía.

---

<sup>1</sup> Procedimiento Técnico del COES 07.

## **CAPITULO 2**

### **FUNDAMENTO TEÓRICO**

#### **2.1 CENTRALES HIDROELÉCTRICAS**

En una central hidroeléctrica se utiliza el recurso hidráulico para la generación de energía eléctrica. Estas centrales aprovechan la energía potencial que posee la masa de agua de un cauce de río natural en virtud de un desnivel, también conocido como salto geodésico. El agua en su caída entre dos niveles es derivada para pasar por una turbina hidráulica la cual transmite su energía mecánica a un generador donde se transforma en energía eléctrica.

Los sistemas de generación hidroeléctricos en gran escala producen más de 10 MW, por otro lado los sistemas de minigeneración<sup>2</sup>, que contribuyen en menor escala con el sistema interconectado, generan en el rango de 300 kW a 10 MW. También existen los sistemas de microgeneración con potencias menores a 300kW, estos sistemas por lo general operan en forma aislada para abastecer zonas rurales.

En la figura 2.1 se ilustra el esquema del ciclo hidrológico del cauce de los ríos y sus diferentes aprovechamientos:

---

<sup>2</sup> Clasificación de acuerdo al Manual de Mini y Microcentrales Hidráulicas. ITDG-Perú

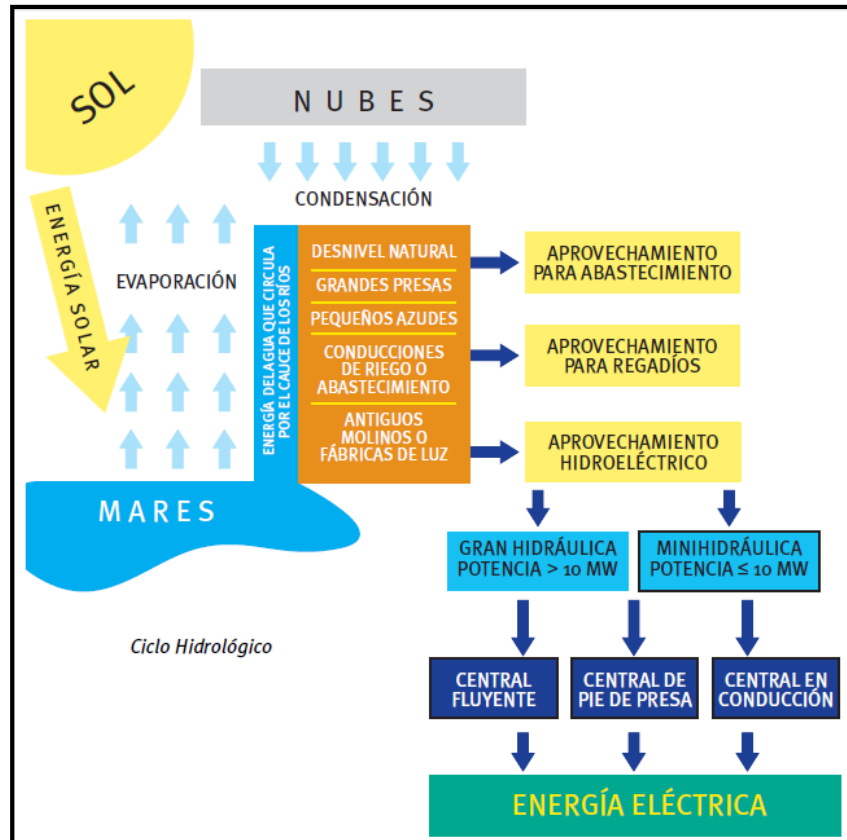


Figura 2.1 Ciclo Hidrológico de los ríos y su aprovechamiento (Fuente: Minicentrales Hidroeléctricas. Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía. España).

### 2.1.1 Tipos de Minicentrales Hidroeléctricas

Las centrales hidroeléctricas, y dentro de ellas las minicentrales hidroeléctricas, están muy condicionadas por las características que presente el lugar donde vayan a ser ubicadas. Cuando se vaya a diseñar una instalación de este tipo hay que tener en cuenta que la topografía del terreno va a influir tanto en la obra civil como en la selección de la maquinaria.

Según el emplazamiento de la central hidroeléctrica se realiza la siguiente clasificación general:

-Centrales en derivación. Captan una parte del caudal del río, lo trasladan hacia la central y una vez utilizado, se devuelve al río. La gran mayoría de los sistemas de minigeneración son de este tipo. La ventaja radica en su bajo costo y debido a su simplicidad proporciona una mayor

confiabilidad. La desventaja de estos sistemas es que el agua no se puede almacenar.

-Centrales de pie de presa. Se sitúan debajo de los embalses destinados a usos hidroeléctricos o a otros usos, aprovechando el desnivel creado por la propia presa.

También hay que tener en cuenta la clasificación de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas según la Organización Latinoamericana de Energía (OLADE), que son de acuerdo a su potencia instalada y a su salto:

POTENCIA kW	TIPO
0 – 50	Micro central
50 – 500	Mini central
500 – 5000	Pequeña Central

Tabla 2.1 Clasificación de pequeñas centrales hidroeléctricas de acuerdo a su potencia  
(Fuente: OLADE)

CLASE	CAÍDA		
	BAJA m	MEDIA m	ALTA m
Micro	$H < 15$	$15 < H < 50$	$H > 50$
Mini	$H < 20$	$20 < H < 100$	$H > 100$
Pequeña	$H < 25$	$25 < H < 130$	$H > 130$

Tabla 2.2 Clasificación de pequeñas centrales hidroeléctricas de acuerdo a su potencia  
(Fuente: OLADE)

### 2.1.2 Componentes de Minicentrales Hidroeléctricas

En la figura 2.2 se muestra esquemáticamente los principales componentes de una pequeña central hidroeléctrica:

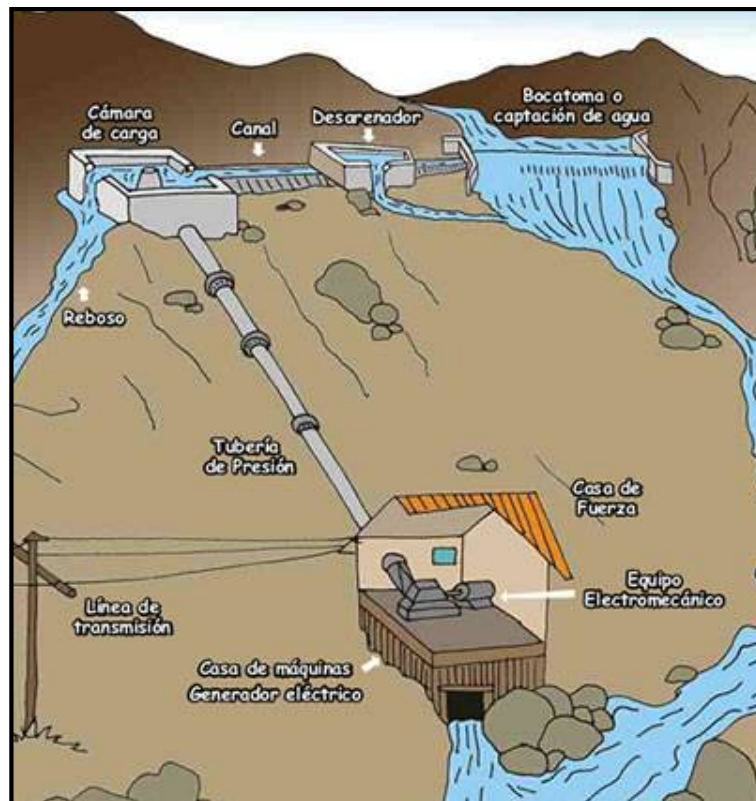


Figura 2.2 Esquema de una pequeña central hidroeléctrica (Fuente: Energías Limpias y Renovables. <http://energiaslimpiasyrenovables.blogspot.com>).

A continuación se describen los componentes:

**Azud:** Muro transversal al curso del río, de poca altura, que provoca un remanso de agua sin producir una elevación notable del nivel. Su objetivo es desviar parte del caudal del río hacia la toma de la central. Aquella parte que no es derivada, se vierte por el aliviadero y sigue su curso normal por el río.

El azud puede construirse de hormigón, ladrillos o tierra. Resiste al empuje del agua por su propio peso, aunque en los azudes de tierra se suele colocar un anclaje al terreno con el fin de aumentar su estabilidad.

**Toma de Agua (Bocatoma):** Consiste en la estructura que se realiza para desviar parte del agua del cauce del río y facilitar su entrada desde el

azud hacia la galería de conducción. Su diseño debe estar calculado para que las pérdidas de carga producidas sean mínimas.

La toma dispone de una rejilla que evita la entrada de elementos sólidos al canal y una compuerta de seguridad que se denomina ataguía. En funcionamiento normal la ataguía permanece abierta, cerrándose únicamente en caso de emergencia o cuando se va a realizar una inspección o mantenimiento.

Existen bocatomas del tipo sumergido, donde se realiza un canal excavado transversalmente en el cauce del río, de manera que el agua entra a través de la reja superior que protege esta entrada, y sale transversalmente al curso del río para incorporarse al canal de derivación.

**Obras de Conducción:** Las instalaciones situadas a pie de presa no tienen cámara de carga (es el propio embalse), al contrario que las centrales en derivación donde el agua tiene que hacer un recorrido más largo: primero desde la toma a la cámara de carga, y después hasta la turbina.

El primer tramo que recorre el agua se realiza a través de canales, túneles o tuberías. En el segundo tramo hasta la turbina, se utilizan tuberías.

Los canales que transportan el agua de la toma a la cámara de carga pueden realizarse a cielo abierto, enterrados o en conducción a presión: Las conducciones superficiales pueden realizarse excavando el terreno, sobre la propia ladera o mediante estructura de hormigón. Normalmente se construyen sobre la propia ladera, con muy poca pendiente, ya que el agua debe circular a baja velocidad para evitar al máximo las pérdidas de carga. Éstas



conducciones, que siguen las líneas de nivel, tienen una pendiente de aproximadamente el 0,5 por mil.

**Desarenador:** Esta instalación tiene la función de la decantación de las partículas en suspensión transportadas por el agua, para este efecto las desacelera valiéndose de un incremento de la sección de flujo.

**Cámara de carga:** Es un depósito localizado al final del canal de aducción o conducción, de esta cámara arranca la tubería forzada. En algunos casos se utiliza como depósito final de regulación, aunque normalmente tiene solo capacidad para suministrar el volumen necesario para el arranque de la turbina sin intermitencias.

Cuando la conducción entre la toma de agua y la cámara de carga se realiza en presión, ésta última será cerrada y tendrá además una chimenea de equilibrio, para amortiguar las variaciones de presión y protegerla de los golpes de ariete.

Al diseñar la geometría de la cámara hay que evitar al máximo las pérdidas de carga y los remolinos que puedan producirse, tanto aguas arriba como en la propia cámara. Si la tubería forzada no está suficientemente sumergida, un flujo de este tipo puede provocar la formación de vórtices que arrastren aire hasta la turbina, produciendo una fuerte vibración que bajaría el rendimiento de la minicentral.

La cámara de carga debe contar además con un aliviadero, ya que en caso de parada de la central el agua no turbinada se desagua hasta el río o arroyo más próximo. También es muy útil la instalación en la cámara de una reja con limpia-rejas y compuertas de desarenación y limpieza.

**Tubería Forzada:** Es la tubería que se encarga de llevar el agua desde la cámara de carga hasta la turbina. Debe estar preparada para soportar la presión que produce la columna de agua, y la sobre-presión que provoca el golpe de ariete en caso de parada brusca de la minicentral.

Dependiendo de la orografía del terreno y de los factores medioambientales, la colocación de la tubería forzada será enterrada o aérea. En este último caso, será necesario sujetar la tubería mediante apoyos, además de los anclajes necesarios en cada cambio de dirección de ésta y la instalación de juntas de dilatación que compensen los esfuerzos originados por los cambios de temperatura.

En la opción de tubería enterrada, se suele disponer de una cama de arena en el fondo de la zanja sobre la que apoya la tubería, y se instalan anclajes de hormigón en los cambios de dirección de la tubería. En este caso estará sometida a menos variaciones de temperatura, por lo que no será necesario, en general, la instalación de juntas de dilatación, aunque en función del tipo de terreno sí pueden sufrir problemas de corrosión. Para contrarrestarlo se suele instalar protección catódica.

Los materiales más utilizados para la construcción de este tipo de tuberías son el acero, el fibrocemento y el plástico reforzado con fibra de vidrio, en función del desnivel existente.

**Casa de Máquinas:** Es el emplazamiento donde se sitúa el equipamiento de la minicentral: turbinas, generadores, alternadores, tableros eléctricos, cuadros de control, etc.

Independientemente del lugar donde se ubique, el edificio contará con las conducciones necesarias para que el agua llegue hasta la turbina con las menores pérdidas de carga posibles. Además, hay que realizar el desagüe hacia el canal de descarga.

El proyecto final del edificio va a depender del tipo de maquinaria que vaya a ser utilizado, que a su vez depende del caudal de equipamiento y del salto del aprovechamiento. Es muy importante que en el diseño de la minicentral los costes económicos se minimicen al máximo, así como el impacto visual.

### **2.1.3 Estudios para la implementación de Minicentrales Hidroeléctricas**

El diseño de una minicentral está basado en los estudios técnicos de la demanda, hidrología, topografía, geotécnia, evaluación de impacto ambiental y social.

**Estudio de la demanda:** Este estudio sirve para la evaluación financiera. Con frecuencia la microgeneración está pensada para abastecer a las comunidades rurales; sin embargo se debe tener en cuenta que estos sistemas también pueden abastecer al sistema interconectado.

**Hidrología:** Mediante este estudio se determina el potencial hidroenergético del lugar. Permitirá cuantificar el caudal de diseño para la planta. Los datos hídricos están basados en la estadística de la información de la cuenca.

**Topografía y Geotécnia:** El estudio de la topografía del terreno permitirá dimensionar el salto hidráulico, como también brindará información de los accidentes geográficos.

La Geotécnica dará información de la estabilidad del terreno y de las posibles fallas en el mismo, y en combinación con el estudio topográfico permitirá establecer la ubicación de las distintas obras civiles.

**Evaluación del impacto ambiental y social:** Con este estudio se determina la zona de influencia del proyecto, se establece una línea base de cómo se encuentra la flora, fauna y las condiciones del aire y del agua antes de la construcción, también se determina el grado de impacto sobre estos componentes antes mencionados.

#### **2.1.4 Consideraciones para el dimensionamiento de Minicentrales**

##### **Hidroeléctricas.**

El potencial hidráulico disponible está dado por la siguiente expresión:

$$P_h = \rho x g x Q x H \dots (1)$$

Donde:

$P_h$ : Potencial Hidráulico (W)

$\rho$ : Densidad del Agua (kg/m<sup>3</sup>)

$g$ : Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$Q$ : Caudal (m<sup>3</sup>/s)

$H$ : Salto Bruto (m)

Las expresiones para determinar la potencia nominal y neta de la central están dadas por:

$$P_{nom} = P_h \times \eta_{tur} \times \eta_{tub} \times \eta_{gen} \dots (2)$$

$$P_{neta} = P_{nom} \times \eta_{traf} \dots (3)$$

Donde:

$P_{nom}$ : Potencial Nominal de Planta (W)

$P_{neta}$ : Potencial Neta de Planta (W)

$\eta_{tur}$ : Eficiencia de la turbina (%)

$\eta_{tub}$ : Eficiencia de la tubería (%)

$\eta_{gen}$ : Eficiencia del generador (%)

$\eta_{traf}$ : Eficiencia del transformador (%)

#### **2.1.4.1 Obras de Captación.**

Para el diseño se deberá tener las siguientes consideraciones:

- El caudal en la captación debe mantenerse constante para cualquier calado del río.
- Debe tener un sistema que impida o minimice el ingreso de sólidos.
- El material sólido depositado detrás del barrage deberá ser evacuado por un flujo de lavado intermitente.
- Las descargas de crecidas deberán ser evacuadas en forma segura de las obras de captación.

La ubicación de las obras de captación debe preferiblemente situarse en el lado cóncavo del río y un poco desplazada aguas abajo para evitar el

ingreso de sedimentos. La toma se ubicará de manera adecuada en la terminación de la parte cóncava y en inicio de la parte convexa del cauce, puesto que dicha zona se caracteriza por tener un terreno plano suficiente para situar el desripiador. También es factible ubicar la toma en los tramos rectos y estables del cauce.

La construcción de las bocatomas convencionales se deberá realizar en los meses de estiaje, siendo para esto necesario desviar el curso del río hacia uno de sus márgenes a través de ataguías provisionales, para construir sobre el otro margen.

Las bocatomas convencionales o laterales se caracterizan por tener una pequeña presa que no tiene la capacidad de almacenar agua. La presa obliga a que parte del flujo del río se dirija hacia la toma de agua y el excedente se vierta por el aliviadero de la presa.

En la figura 2.3 se muestran los principales componentes de una toma convencional. Se observa que el exceso de agua pasa por encima del azud. Se muestra un zampeado el cual disminuye la velocidad del agua para disminuir la erosión en la zona. El dentellón permite disminuir la subpresión del agua por debajo del azud y también da un mejor anclaje de la estructura. El desripiador acumula el material sólido que logró atravesar por la rejilla, dispone de una compuerta para su purga y limpieza. El agua se vierte del desripiador a la transición que tiene un vertedero ancho para evitar pérdidas grandes de energía.

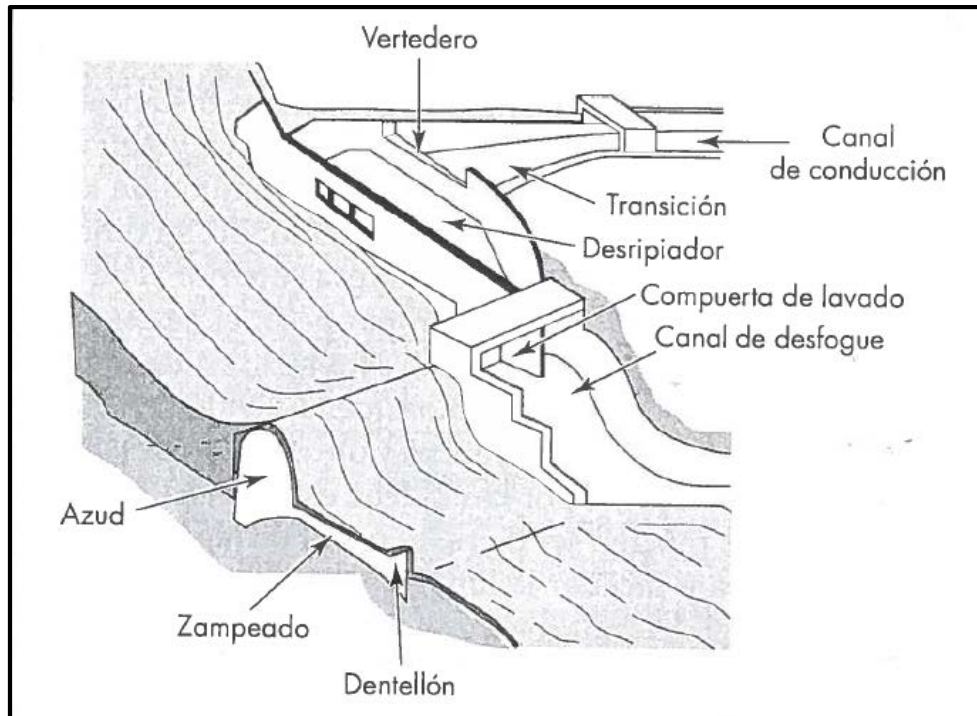


Figura 2.3 Bocatoma convencional (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz).

El caudal desaguado por el azud por unidad de ancho estará dado por la siguiente fórmula:

$$q = \frac{2}{3} C_c x \sqrt{2gx} \left( \left( \frac{v_0^2}{2g} + h \right)^{3/2} - \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right) \dots (4)$$

Donde:

$q$ : Caudal por unidad de ancho ( $m^3/(s.m)$ ).

$C_c$ : Coeficiente de contracción.

$v_0$ : Velocidad del flujo al ingreso del azud (m/s).

$h$ : Altura de carga sobre la cresta del vertedero (m).

El caudal a través del vertedero se calculará con la siguiente fórmula:

$$Q = k_x s_x M_x b_x H^{3/2} \dots (5)$$

Donde:

$Q$ : Caudal de ingreso ( $m^3/s$ ).

s: Coeficiente de corrección por sumersión.

M: Coeficiente adimensional.

b: Ancho de vertedero o longitud de cresta (m).

H: Carga sobre la cresta (m).

k: Coeficiente de pérdida.

El coeficiente de corrección por sumersión puede calcularse por las siguientes fórmulas:

$$\text{Según Bazin} \quad s = 1.05x \left( 1 + 0.2x \left( \frac{h_n}{Y_2} \right) \right) x \left( \frac{Z}{H} \right)^{1/3} \dots (6)$$

$$\text{Según Villemonte} \quad s = \left( 1 + \left( \frac{h_n}{Y_2} \right)^{3/2} \right)^{0.385} \dots (7)$$

Donde:

Z: Diferencia de superficies de aguas arriba y abajo de la cresta (m).

$h_n$ : Elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta (m).

$Y_2$ : Elevación de la cresta sobre el fondo aguas abajo (m).

El coeficiente adimensional M se puede calcular por:

Según Konovalov

$$M = \left( 0.407 + \frac{0.045xH}{H+Y_1} \right) x \left( 1 + 0.285x \left( \frac{H}{H+Y_1} \right)^2 \right) x \sqrt{2g} \dots (8)$$

Donde:

$Y_1$ : Elevación de la cresta sobre el fondo aguas abajo (m).

g: Aceleración de la gravedad (m/s).

Según Bazin

$$M = \left( 1.794 + \frac{0.0133}{H_1} \right) x \left( 1 + 0.55x \left( \frac{H}{H+Y_1} \right)^2 \right) x \sqrt{2g} \dots (9)$$

En la figura 2.4 se observa los principales parámetros para el diseño:



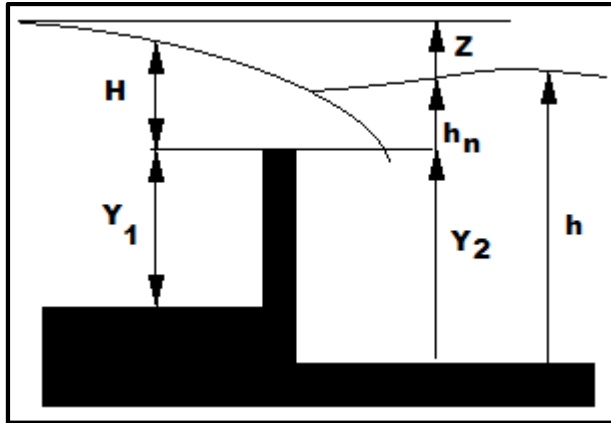


Figura 2.4 Toma de agua con vertedero sumergido (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz).

La longitud del desripiador está dada por:

$$L = \left( \frac{b_1 - b_2}{2x \tan 12.5^\circ} \right) \dots (10)$$

Donde:

$b_1$ : Ancho de la toma de agua (m).

$b_2$ : Ancho del vertedero (m).

El caudal que pasará por la compuerta de lavado del desripiador estará dada por:

$$Q_e = K x e x a x b_c x \sqrt{2gx \left( H + \frac{v^2}{2g} - e x a \right)} \dots (11)$$

Donde:

$Q_e$ : Caudal evacuado por la compuerta de lavado (m<sup>3</sup>/s).

$K$ : Constante [0.95 ; 0.97]

$a$ : Apertura de la compuerta (m).

$b_c$ : Ancho de la compuerta (m).

$H$ : Altura del agua en el desripiador (m).

$v$ : Velocidad del flujo (m/s<sup>2</sup>).

e: Coeficiente en función de a/H (Ver tabla 2.3)

a/H	E	a/H	E
0.00	0.611	0.55	0.650
0.10	0.615	0.60	0.660
0.15	0.618	0.65	0.675
0.20	0.620	0.70	0.690
0.25	0.622	0.75	0.705
0.30	0.625	0.80	0.720
0.35	0.628	0.85	0.745
0.40	0.630	0.90	0.780
0.45	0.638	0.95	0.835
0.50	0.645	1.00	1.000

Tabla 2.3 Coeficiente e (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz)

#### **2.1.4.2 Obras de Conducción.**

La decisión de la construcción de un canal o un túnel dependerá de un análisis técnico económico.

Los túneles se construyen cuando representan una alternativa más económica o por razones geotécnicas sea más estable que un canal, como por ejemplo, el volumen de excavación del canal es muy grande.

Los acueductos permiten transportar el flujo para sortear depresiones. Los sifones también permitirán transportar el flujo a través de depresiones.

El control de reboso se realiza a través de aliviaderos y pasos de aguas de lluvias.

**Canales de conducción.** Los canales pueden ser de diferentes tipos:

- Canal de Tierra sin revestimiento.
- Canal de Tierra con sello o revestimiento.
- Canal de mampostería o concreto.

- Acueductos de planchas de acero galvanizadas, madera o tubos.

El tipo de canal puede variar en varias secciones de la ruta de acuerdo a las exigencias del terreno.

Elegido el tipo de material o revestimiento, se debe seleccionar la velocidad de diseño del flujo sobre el canal, para esto se debe elegir la velocidad adecuada de acuerdo a la siguiente tabla:

Tipo de Suelo	V <sub>máx</sub> m/s	
	Agua Limpia	Material en Suspensión
Lodo	0.10	0.15
Barro Suelto	0.15	0.20
Arena Fina (0.02-0.2mm)	0.30	0.40
Arena Media (0.2-0.5mm)	0.35	0.50
Limo arenoso	0.40	0.60
Arena Gruesa (2-5mm)	0.45	0.65
Grava muy arenosa	0.60	0.80
Limo compacto	0.70	1.00
Grava Media (5-20mm)	0.80	1.15
Tierra arcillosa grasosa	1.00	1.30
Grava gruesa, piedras (20-50mm)	1.40	1.60
Piedra (50-75mm)	1.70	1.80
Cantos rodados (75-100mm)	1.90	2.00
Césped-Prado	1.80	1.80
<b>Tipo de Revestimiento</b>		
Concreto (materia en suspensión , mucha arena)	-	2.00
Concreto (agua sin arena)	4.00	-
Manpostería con piedras sentadas y mortero	5.00	-

Tabla 2.4 Límites de velocidad de flujo en canal de acuerdo al tipo de revestimiento (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz)

El revestimiento en los canales tiene las siguientes funciones:

- Impermeabilización.
- Reducir el coeficiente de rugosidad y por tanto reducir las pérdidas.

- Economizar recursos tanto en la construcción como en el mantenimiento.

Es recomendable que la velocidad oscile entre 0.7 m/s a 2.0 m/s para evitar la sedimentación y la erosión. La forma del área mojada es óptima si se conduce el mayor caudal por una superficie mojada mínima, es por ello que una sección trapezoidal es recomendable.

Las dimensiones más ventajosas para distintas formas de canales se consiguen teniendo en cuenta que el caudal será mayor cuando el radio hidráulico es mayor y el perímetro mojado es menor.

En un canal trapezoidal se tiene que:

$$A = bxd + mxd^2$$

$$P = b + 2xdx\sqrt{1 + m^2} \dots (12)$$

Donde:

A: Área mojada del canal (m<sup>2</sup>).

P: Perímetro mojado (m).

b: Ancho de la solera o base del canal (m).

d: Calado o profundidad del canal (m).

m: Pendiente del borde de la sección del canal.

De las ecuaciones 11 y 12 se obtiene la siguiente expresión:

$$P = \frac{A}{d} - mxd + 2dx\sqrt{1 + m^2} \dots (13)$$

Teniendo en cuenta que de acuerdo a la fórmula de Chezy, la velocidad en el canal está dada por:

$$V = cx\sqrt{Rxj} \dots (14)$$

$$R = \frac{A}{P} \dots (15)$$

Donde  $V$  es la velocidad,  $c$  es una constante,  $j$  es el gradiente hidráulico y  $R$  es el radio hidráulico. Se deduce que la velocidad es mayor cuando el perímetro mojado es menor.

Por tanto a igual sección el caudal será mayor cuando el perímetro mojado es menor, el perímetro mínimo se obtendrá derivando la ecuación 13 igualándola a cero, obteniéndose las siguientes ecuaciones para el calado y el ancho de la solera:

$$d = \sqrt{\frac{A}{2x\sqrt{1+m^2}-m}} \dots (16)$$

$$b = 2x(\sqrt{1+m^2}-m)xd \dots (17)$$

Las ecuaciones 16 y 17 permiten obtener que el radio hidráulico está dado por:

$$R = \frac{d}{2} \dots (18)$$

El perímetro mínimo está dado por:

$$P = 2x(2x\sqrt{1+m^2}-m)xd \dots (19)$$

La pendiente del borde  $m$  óptimo, se obtiene derivando la ecuación 13 con respecto a  $m$  e igualándola a cero, se obtiene que:

$$m = \frac{1}{\sqrt{3}} \dots (20)$$

Es decir que los valores óptimos de las ecuaciones 16 y 17 para un canal con sección trapezoidal son:

$$d = 0.75984x\sqrt{A} \dots (21)$$

$$b = 1.155xd \dots (22)$$

La velocidad real  $V_r$  en el canal estará dada por la ecuación de Chezy-Manning:

$$V_r = \frac{1}{n} x R^{\frac{2}{3}} x j^{\frac{1}{2}} \dots (23)$$

Donde:

$n$ : Coeficiente de rugosidad (ver tabla 2.5).

$j$ : Pendiente longitudinal del canal.

Material del cauce	N		
	Mín	Med	Máx
Roca áspera	-	0.040	0.045
Roca con rebaje de asperezas	0.020	0.033	0.035
Canales grandes en buen estado	0.020	0.023	0.025
Canales grandes en estado regular	0.023	0.025	0.027
Canales grandes en mal estado	0.025	0.028	0.030
Canales semiderrumbados	0.028	0.030	0.033
Canal irregular con vegetación	0.033	0.035	0.040
Madera cepillada	0.010	0.013	0.014
Madera sin cepillar	0.012	0.015	0.018
Hormigón sin alisado	0.013	0.014	0.015
Hormigón con huellas de tablas	0.015	0.016	0.018
Hormigón alisado	0.011	0.012	0.013
Manpostería	0.017	0.023	0.030
Gaviones	0.025	0.027	0.032
Ladrillo enlucido	0.012	0.015	0.017

Tabla 2.5 Coeficiente de rugosidad  $n$  (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz)

Para validar el cálculo del canal, se deberá cumplir que la velocidad real  $V_r$  debe ser menor que la velocidad máxima indicada en la tabla 2.4.

La altura de seguridad  $S$  (altura adicional del canal para evitar rebose), está dada por la siguiente fórmula:

$$S = jxL + H + C + 0.05 \dots (24)$$

Donde:

L: Longitud entre aliviaderos (m).

H: Sobreelevación del agua (m).

C: Altura de la onda de traslación (m).

### 2.1.4.3 Desarenador

La función del desarenador es sedimentar las partículas sólidas en suspensión, las ventajas que ofrece esta instalación son:

- Prevenir la disminución de la capacidad de la cámara de carga.
- Prevenir el ingreso de sólidos en suspensión hacia la tubería forzada y turbina, debido a que estos ocasionarían un mayor desgaste por erosión de los mismos.

En la figura 2.5, se observa que a mayor altura del desarenador, la longitud requerida para decantación será menor y viceversa.

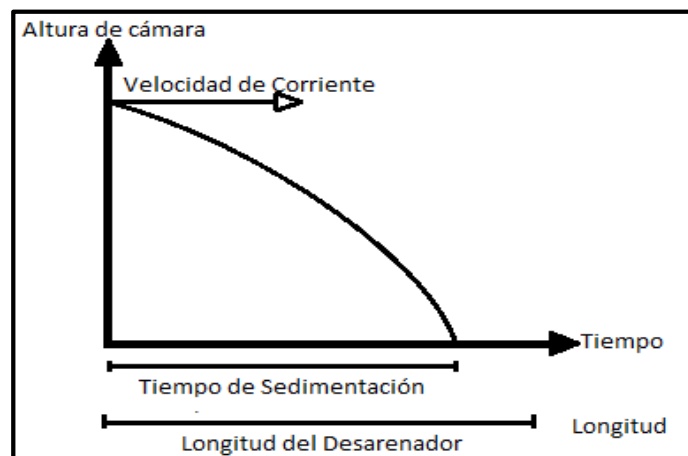


Figura 2.5 Sedimentación de partículas (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz).

La velocidad horizontal de la corriente en el sedimentador debe ser menor a 0.5 m/s, debido a que a velocidades superiores no podrán frenarse en las superficies lisas del desarenador.

En la tabla 2.6 se muestran las velocidades recomendadas de sedimentación, de acuerdo al tamaño de partículas en suspensión:

Velocidades de Sedimentación $V_s$ de partículas de acuerdo a su tamaño	
d (mm)	$V_s$ (m/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.440
2.00	15.390
3.00	19.250
5.00	24.900

Tabla 2.6 Velocidades recomendadas de sedimentación en función al tamaño de partículas  
(Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz)

Para el dimensionamiento del desarenador se tendrán en cuenta las siguientes ecuaciones:

El empuje ascensional dinámico  $W$ , según Sokolov, está dado por:

$$W = 0.152xV_s... (25)$$

Donde:



$V_s$ : Velocidad vertical de sedimentación (m/s).

El dimensionamiento correcto del sedimentador implica que el tiempo de decantación  $t_d$  de las partículas en suspensión, debe ser mayor o igual que el tiempo de sedimentación  $t_s$ .

$$t_d = \frac{L}{V_d} \dots (26)$$

$$t_s = \frac{h}{V_{se}} \dots (27)$$

$$V_{se} = V_s - W \dots (28)$$

Donde:

L: Longitud del sedimentador (m).

$V_d$ : Velocidad horizontal del flujo o de decantación (m/s).

h: Altura del sedimentador (m).

$V_{se}$ : Velocidad efectiva de sedimentación (m/s).

Al igualar las ecuaciones 26 y 27, se tiene que:

$$L = \frac{V_d x h}{V_s - W} \dots (29)$$

La transición debe tener un ángulo de divergencia entre 12° a 30° para asegurar una distribución uniforme de velocidades transversales en el sedimentador. La longitud de la transición  $L_t$  estará dada por:

$$L_t = \frac{B_d - B_c}{2x \tan \alpha} \leq \frac{1}{3} L \dots (30)$$

Donde:

$B_d$ : Ancho del desarenador (m).

$B_c$ : Ancho del canal (m).

$\alpha$ : Ángulo de divergencia.

#### **2.1.4.4 Cámara de Carga**

Tiene la función de amortiguar las ondas de oscilación de presión debidas a la regulación de caudal de las turbinas. Dichas ondas son mayores en magnitud en el momento de arranque o parada por rechazo de carga de las turbinas, a esta ondas de sobrepresión se les denomina golpe de ariete.

La cámara de carga tiene las siguientes funciones:

- Proveer de una reserva de agua para cubrir la demanda de la turbina en los momentos bruscos de incremento de la demanda.
- Impide el ingreso de elementos sólidos a la tubería forzada.
- Desaloja los excesos de agua en las horas de menor consumo de las turbinas.
- Mantiene sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire.
- Dispone de un volumen de agua suficiente para amortiguar el golpe de ariete.

**Golpe de Ariete:** El golpe de ariete se origina debido a que el fluido es ligeramente elástico (aunque en muchas situaciones se puede considerar como un fluido no compresible). En consecuencia, cuando se cierra bruscamente una válvula o un grifo instalado en el extremo de una tubería de cierta longitud, las partículas de fluido que se han detenido son empujadas por las que vienen inmediatamente detrás y que siguen aún en movimiento. Esto origina una sobrepresión que se desplaza por la tubería a una velocidad que puede superar la velocidad del sonido en el fluido. Esta sobrepresión tiene dos efectos: comprime ligeramente el fluido, reduciendo su volumen, y dilata

ligeramente la tubería. Cuando todo el fluido que circulaba en la tubería se ha detenido, cesa el impulso que la comprimía y, por tanto, ésta tiende a expandirse. Por otro lado, la tubería que se había ensanchado ligeramente tiende a retomar su dimensión normal. Conjuntamente, estos efectos provocan otra onda de presión en el sentido contrario. El fluido se desplaza en dirección contraria pero, al estar la válvula cerrada, se produce una depresión con respecto a la presión normal de la tubería.

El tiempo T que demora la onda de sobrepresión para desplazarse desde la válvula hasta la chimenea de equilibrio y regresar es:

$$T = \frac{2xL}{V_s} \dots (31)$$

Donde:

L: Longitud de tubería comprendida entre válvula y chimenea (m).

Vs: Velocidad de la onda de presión (m/s).

La velocidad de la onda de presión Vs está dada por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{E_0 D}{E e}}} \dots (32)$$

Donde:

Eo: Módulo de elasticidad del agua 2x10e3 (MPa).

E: Módulo de elasticidad de la tubería (MPa).

D: Diámetro de la tubería (m).

e: Espesor de la tubería (m).

Para la cuantificación del tiempo  $t$  de cierre de la válvula de control, se tiene en cuenta:

$t < T \rightarrow$  Maniobra no recomendable.

$t = T \rightarrow$  Maniobra crítica.

$t > T \rightarrow$  Maniobra lenta, recomendable.

Las maniobras lentas causan sobrepresión, y se tienen los siguientes casos:

$$\text{Sí} \quad \frac{V_s x V}{2xgxH_B} \leq 1 \dots (33)$$

$$\rightarrow h_s = \frac{2xLxV}{gxt} x \frac{1}{1 + \frac{V_s x V}{2xgxH_B} (1 - \frac{2xL}{V_s x t})} \dots (34)$$

$$\text{Sí} \quad \frac{V_s x V}{2xgxH_B} > 1 \dots (35)$$

$$\rightarrow h_s = \frac{2xLxV}{gxt} x \frac{1}{2(1 - \frac{LxV}{2xgxtxH_B})} \dots (36)$$

Donde:

$V$ : Velocidad media del flujo en la tubería forzada (m/s).

$H_B$ : Altura Bruta (m).

$h_s$ : Sobreelevación máxima por el golpe de ariete (m).

**Dimensionamiento de la cámara de carga:** Estará dimensionada para cumplir con los requisitos de parada y arranque de la planta.

Para el dimensionamiento se considerará la figura 2.6:

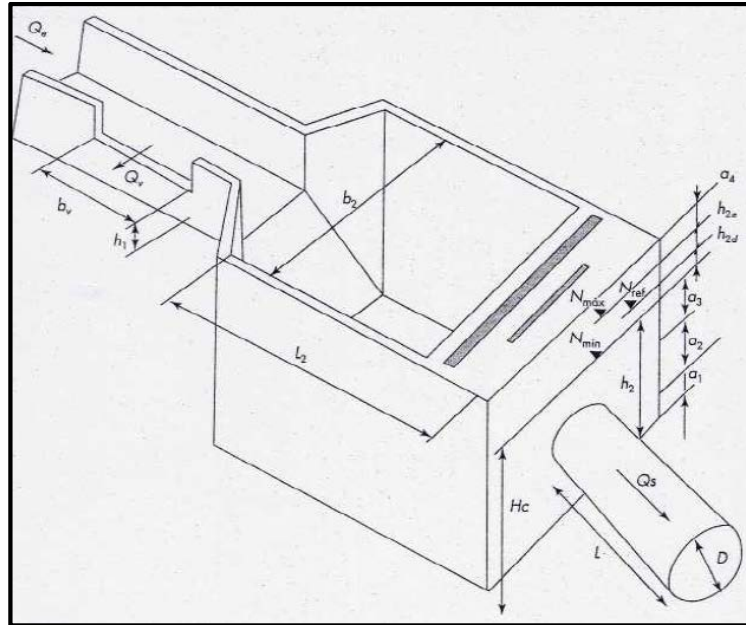


Figura 2.6 Características hidrodinámicas de la cámara de carga (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz).

La altura mínima  $a_1$  para evitar los ingresos de sedimentos a la tubería forzada debe ser fijada como:

$$0.3 < a_1 < 0.5 \text{ (m)...(37)}$$

El valor de la altura  $a_2$  será asumido con longitud igual al diámetro  $D$  de la tubería forzada:

$$a_2 = D \text{ (m)...(38)}$$

La altura  $a_3$  garantizará que el torbellino del flujo del caudal no genere cavitación, tendrá un valor mínimo de 0.3 m, y estará comprendido entre:

$$0.5xD < a_3 < 1.5xD \text{ (m)...(39)}$$

El valor de  $a_4$  es una altura de seguridad para amortiguar el golpe de ariete, el valor mínimo será 0.3 m.

Se escoge un valor de  $h_2$ , en función de  $a_1$ ,  $a_2$  y  $a_3$ .

El valor de la velocidad media en la cámara de presión  $V_2$ , estará dada entre 0.6 a 1.0 m/s.

El ancho de la cámara de carga  $b_2$ , se calculará por la expresión:

$$b_2 = \frac{Q}{v_2 \times h_2} \dots (40)$$

La reserva de volumen para el arranque  $h_{2d}$ , se calculará por la siguiente expresión:

$$h_{2d} = \frac{Q}{7 \times b_2 \times \sqrt{h_2}} \dots (41)$$

Si se cumple que:

$$h_{2d} + a_1 + a_2 + a_3 < h_2 \dots (42)$$

El valor estimado para  $h_2$  es correcto, en caso contrario se tomará un valor mayor de  $h_2$  y se recalculará.

La longitud de la cámara de presión  $L_2$  estará dada por la siguiente expresión:

$$L_2 = 0.304 \times \frac{Q \times L \times \sqrt{h_2}}{HB \times D^2} \dots (43)$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería forzada (m).

HB: Altura Bruta (m).

L: Longitud de la tubería forzada (m).

La altura adicional para la parada de planta  $h_{2e}$ , se calcula por:

$$h_{2e} = \frac{0.25 \times Q}{b_2 \times \sqrt{h_2}} \dots (44)$$

#### **2.1.4.5 Tubería Forzada**

Las grandes tuberías en acero deberán enterrarse siempre que el terreno no sea muy rocoso. La arena y la grava que rodean una tubería enterrada, constituyen un buen aislante, lo que permitirá eliminar un buen número de juntas de dilatación y de bloques de anclaje. Una tubería enterrada, debe ser previamente pintada y protegida exteriormente contra la corrosión.

Una tubería forzada instalada sobre el terreno puede diseñarse con o sin juntas de dilatación. Las variaciones de temperatura son especialmente importantes si las turbinas funcionan intermitentemente o cuando la tubería se vacía para proceder a su mantenimiento. En estos casos la tubería está sometida a dilataciones y contracciones.

En general las tuberías forzadas en acero, se conciben como una serie de tramos rectos, simplemente apoyados en unos pilares, y anclados sólidamente en cada una de sus extremidades, que en general coinciden con cambios de dirección. Entre cada dos anclajes consecutivos se intercala una junta de dilatación. La pared del tubo debe resistir las tensiones combinadas, correspondientes a su trabajo como viga y como recipiente cilíndrico sometido a presión interna. El momento de flexión será el correspondiente a una viga continua. Las reacciones sobre los apoyos, propias de una viga continua, se transmiten, por esfuerzo cortante, entre chapa y anillo. Para ello los anillos se sueldan a la chapa con soldaduras continuas en rincón, y se rigidizan mediante diafragmas.

Los bloques de anclaje tienen que resistir la componente longitudinal del peso de la tubería llena de agua, más las fuerzas de fricción

correspondientes a los movimientos de expansión y contracción; por eso se recomienda cimentarlos, siempre que sea posible, sobre roca. Si dada la naturaleza del terreno los bloques de anclaje requieren el empleo de grandes volúmenes de hormigón, y resultan por lo tanto muy costosos, puede estudiarse la eliminación de uno de cada dos anclajes y de todas las juntas de dilatación para que la tubería se deforme en el codo que queda libre. Para ello se recomienda apoyar los tramos rectos de tubería en soportes en los que la zona de contacto cubra un ángulo de unos 120°. Los apoyos fabricados por soldadura de chapas y perfiles, se pueden recubrir, para reducir la fricción, con una placa de amianto grafitado.

Hoy en día existe una gran variedad de materiales para tuberías forzadas. Para grandes saltos y grandes diámetros, la tubería fabricada en acero soldado, con juntas longitudinales y circunferenciales, sigue siendo la solución preferida, porque es relativamente barata y porque puede conseguirse con el diámetro y espesor requeridos por el proyectista.

El acero, a medida que disminuye el salto, va resultando menos competitivo, porque el espesor requerido para compensar la corrosión, interna y externa, no disminuye con el espesor de pared, y porque se necesita un espesor mínimo para poder manipular los tubos en obra sin que se deformen.

Para diámetros más pequeños hay muchas opciones: tubo de acero estirado, con uniones de enchufe y cordón y anillos de cierre, o con bridas para atornillar, tuberías de hormigón centrifugadas o pretensadas y tuberías de amianto-cemento.



Los tubos con juntas de enchufe y cordón, construidos en acero, fundición dúctil o PVC, con empaquetaduras flexibles no necesitan juntas de dilatación, ya que estas absorben los pequeños movimientos longitudinales. Las tuberías de PVC resultan muy atractivas para saltos de altura media (una tubería PVC de 0,4 m de diámetro puede utilizarse en saltos de hasta 200 metros) porque son más baratas y más ligeras que las de acero y no necesitan protección contra la corrosión.

El dimensionamiento de la tubería forzada se realiza en base a un análisis técnico-económico, Las pérdidas en la tubería se traducen como pérdidas de potencia que a su vez se cuantifican en pérdidas de energía; éstas se reducen con el aumento del diámetro. Sin embargo el incremento del diámetro incrementa el costo de tubería por el mayor uso de material.

En la figura 2.7, se observa que con el aumento del diámetro de la tubería se incrementa el costo y se reducen las pérdidas.

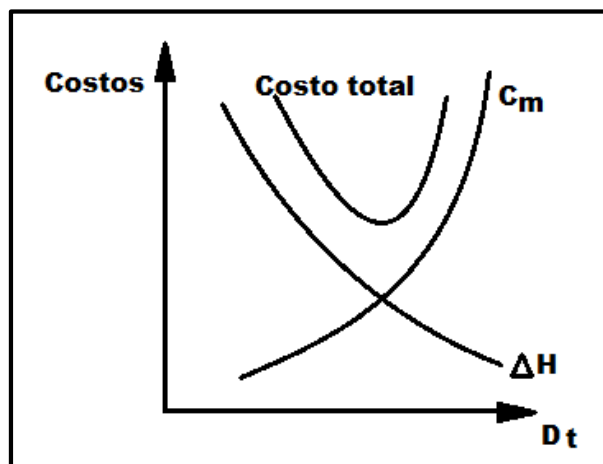


Figura 2.7 Determinación del diámetro óptimo (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz).

El diámetro óptimo se calculará en base a las pérdidas mínimas de energía:

$$Ca = Ct + Cp \dots (45)$$

Donde:

Ca: Costo total por material y pérdidas de energía (\$).

Ct: Costo de anualidad por material de tubería forzada (\$).

Cp: Costo por pérdidas de energía (\$).

El espesor de la tubería e, se calculará en base a la siguiente fórmula:

$$e = \frac{\rho g x H x k x D}{2 x \frac{\sigma}{N} x k_f} \dots (46)$$

Donde:

$\rho$ : Densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>).

g: Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

H: Altura de presión hidrostática (m).

D: Diámetro de la tubería (m).

k: Factor de seguridad para el golpe de ariete → 1.3.

$\sigma$ : Esfuerzo de tracción del material (Pa).

N: Factor de seguridad para el material → 3.

k<sub>f</sub>: Coeficiente por empleo de uniones → 0.85.

Para el costo de la anualidad por material Ct, se utilizará la fórmula:

$$Ct = \rho_m x \pi x D x e x L x k_a x P_m x \frac{i x (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \dots (47)$$

Donde:

$\rho_m$ : Densidad del material (kg/m<sup>3</sup>).

L: Longitud de la tubería (m).

$k_a$ : Factor de ajuste considerando los accesorios  $\rightarrow 1.2$ .

$P_m$ : Precio del material (\$/kg).

$i$ : Tasa de interés compuesta anual.

$n$ : Tiempo de amortización en años.

El costo por pérdidas de energía  $C_p$ , debido a la fricción se calculará con la siguiente fórmula:

$$C_p = \eta_{tur} \times \eta_{tub} \times \eta_{gen} \times \rho \times Q \times t \times P_{ex} \frac{16 \times f \times L \times Q^2}{2 \times \pi^2 \times D^5} \dots (48)$$

Donde:

$f$ : Coeficiente de pérdidas por fricción.

$t$ : Tiempo de operación anual de la planta (h).

$P_e$ : Costo de operación de planta (\$/W.h)

Del gráfico 2.7, se observa que el costo óptimo se puede obtener, al realizar la primera derivada de la ecuación 43 con respecto al diámetro, de donde se obtiene que el diámetro óptimo estará dado por:

$$D = K \times \sqrt[7]{\frac{Q^3}{H}} \dots (49)$$

Donde:

$K$ : Factor que se determinará en función a la derivada de las ecuaciones de costo.

Las principales tensiones que deberá resistir la tubería son:

Tensión Tangencial debido al golpe de ariete  $T_{ga}$ :

$$T_{ga} = \frac{\rho \times g \times H \times k \times D}{2 \times e} \dots (50)$$

Tensión Longitudinal debido a la variación de temperatura  $T_{te}$ :

$$T_{te} = E \times \alpha \times \Delta T \dots (51)$$

Donde:

$\alpha$ : Coeficiente de dilatación del material ( $1/^\circ\text{C}$ ).

E: Módulo de elasticidad del material (Pa).

$\Delta T$ : Cambio de temperatura ( $^\circ\text{C}$ ).

Tensión Longitudinal por la presión hidrostática con válvula cerrada

Thc:

$$Thc = \frac{\rho x g x H x k x D^2}{(De^2 - D^2)} \dots (52)$$

Donde:

De: Diámetro externo de la tubería (m).

Tensión Longitudinal debido a la pendiente del terreno Tpe:

$$Tpe = \frac{4x F x Ls x \cos(\theta)}{\pi x (De^2 - D^2)} \dots (53)$$

Donde:

F: Peso por unidad de longitud del conjunto tubería y agua (N/m).

$\theta$ : Ángulo de inclinación de la tubería.

Ls: Longitud de tubería entre soportes (m).

Tensión Longitudinal debido a la flexión Tfl:

$$Tfl = \frac{4x F x Ls^2 x \sin(\theta)}{\pi x (De^2 - D^2)} x De \dots (54)$$

El criterio para la aceptación del material es:

$$Tad > \sqrt{Tga^2 + (Tte + Thc + Tpe + Tfl)^2} \dots (55)$$

Donde:

Tad: Tensión admisible del material (Pa).

**Bloques de apoyo:** Estos bloques servirán para sostener a la tubería. El apoyo también facilita el deslizamiento por dilatación o contracción debido a los efectos térmicos. El apoyo se compone de una estructura de concreto que absorbe los esfuerzos, y que tiene dimensiones que garanticen el no vuelco. Encima de los apoyos se sitúa una placa metálica de baja fricción.

El apoyo tiene las siguientes características, ver figura 2.8:

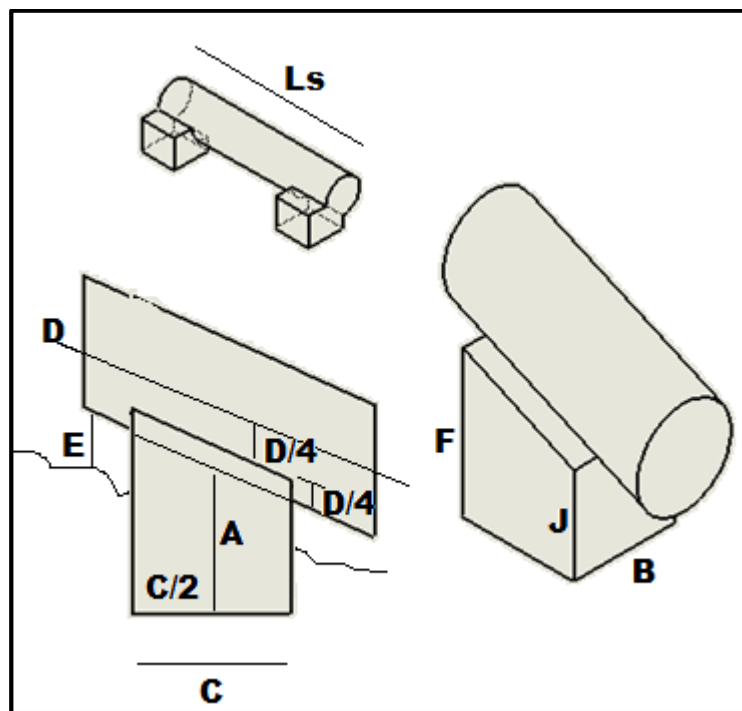


Figura 2.8 Dimensionamiento de un apoyo (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz).

La altura mínima para facilitar el escurrimiento de agua por lluvias E:

$$E = 0.25xD \dots (56)$$

La sección de la base C y B, y A se calcularán por:

$$C = B = 1.5xD \dots (57)$$

$$A = 1.2xD \dots (58)$$

Los esfuerzos que actúan sobre el apoyo se muestran en la figura 2.9

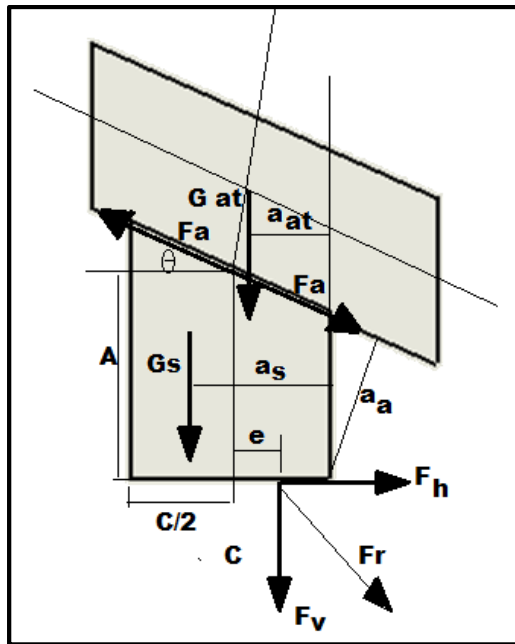


Figura 2.9 Tensiones de un apoyo (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz).

La fuerza de fricción entre el apoyo y el suelo  $F_t$  se calculará con la siguiente fórmula:

$$F_t = \phi x (G_s + G_{at} + F_{a \text{ sen}(\theta)}) \dots (59)$$

Donde:

$G_s$ : Peso del apoyo (N).

$G_{at}$ : Peso de la tubería y del agua (N).

$F_a$ : Resistencia al deslizamiento de la tubería (N).

$\phi$ : Coeficiente de fricción entre el apoyo y el terreno  $\rightarrow 0.35$  a  $0.25$

La fuerza  $F_a$  se calculará como:

$$F_a = 1.1 x \mu x G_{at} x \cos(\theta) \dots (60)$$

Donde:

$\mu$ : Coeficiente de fricción entre la tubería y el apoyo. Ver tabla siguiente:

Coeficiente de rozamiento	$\mu$
Acero sobre hormigón con capa intermedia de cartón asfaltado	0.4
Acero sobre hormigón o mampostería de piedra	0.45-0.5
Acero sobre acero	0.3-0.5
Acero sobre acero con lubricante de grafito	0.2
Acero sobre acero con lubricante sólido	0.12-0.10
Apoyos con cojinetes de rodillos o soportes basculantes	0.05-0.10

Tabla 2.7 Coeficientes de rozamiento (Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ramiro Ortiz Floréz)

El peso del apoyo  $G_s$  se calculará por:

$$G_s = \rho_b x g x \left( \frac{Cx B}{3} x (F + J + \sqrt{F x J}) + \frac{Cx D_e}{4 x \cos(\theta)} x \left( B - \frac{\pi}{180} x D_e x \arctg\left(\frac{B}{D}\right) \right) \right) \dots (61)$$

Donde:

$\rho_b$ : Densidad del material del apoyo (kg/m<sup>3</sup>).

#### **2.1.4.6 Turbinas Hidráulicas.**

Las turbinas se pueden clasificar según diferentes criterios.

Según la variación de presión estática en el rodete:

- Turbinas de acción o impulso, cuando la presión estática se mantiene constante a la entrada y salida del rodete, entre ellas tenemos: Turbina Pelton, Turgo, Michell Banki.
- Turbinas de reacción, cuando la presión estática disminuye entre la entrada y salida del rodete, entre ellas tenemos: Turbina Francis, Deriaz, Kaplan.

Según la dirección del flujo en el rodete, las turbinas pueden ser de tipo tangencial, radial, semiaxial, axial.

Según el grado de admisión del flujo en el rodete pueden ser de admisión parcial o total.

Los elementos más importantes de una turbina son los siguientes:

El distribuidor, cuya función es acelerar el flujo de agua para transformar la energía potencial del agua en energía cinética, así como también dirigir el flujo de agua siguiendo una trayectoria adecuada.

El rodete, que tiene la función de transformar la energía hidráulica en energía cinética rotacional mecánica para el movimiento de los generadores.

Tubo de aspiración, es un elemento propio de las turbinas de reacción, tiene la forma de un conducto divergente, y su función es de recuperar la altura entre la salida del rodete y el nivel del canal de descarga.

Carcasa, es el elemento cobertor de toda la turbina.

**Turbina Pelton**, Es una turbina de chorro libre que se acomoda a la utilización de saltos de agua con mucho desnivel y caudales relativamente pequeños. En una rueda Pelton la dirección del chorro no es ni axial ni radial, sino tangencial; el elemento constructivo más importante es el álabe en forma de doble cuchara, que recibe el chorro exactamente en su arista media donde se divide en dos, circulando por su cavidad y recorriendo hasta la salida casi un ángulo de 180°, contrarrestándose así los empujes axiales por cambio de dirección de los dos chorros.

El inyector es el órgano regulador del caudal; consta de una válvula de aguja cuya carrera determina el grado de apertura del mismo; para poder asegurar el cierre, el diámetro máximo de la aguja tiene que ser superior al de



salida del chorro cuyo diámetro se mide en la sección contraída, situada aguas abajo de la salida del inyector y en donde se puede considerar que la presión exteriores igual a la atmosférica. La variación del caudal del chorro para regular la potencia se consigue mediante una aguja de forma especial, con cuyo accionamiento se puede estrangular la sección de salida de la boquilla; su regulación puede ser manual o automática mediante un servomotor.

Tiene además otro sistema de regulación por desviación del chorro, que consiste en una superficie metálica llamada deflector, que se introduce en medio del chorro, dividiéndolo y desviando una parte del mismo, de forma que en vez de dirigirse contra los álabes, sale lateralmente sin producir ningún efecto útil. De esta forma se evitan sobrepresiones en la tubería, por cuanto el caudal que circula por ésta continua siendo el mismo,

Con el fin de asegurar una buena regulación, conviene diseñar el inyector de forma que exista una proporcionalidad entre la potencia de la turbina y la carrera de la aguja, por cuanto la potencia es proporcional al caudal y éste, a su vez, a la sección de paso normal al flujo.



Figura 2.10 Turbina Pelton (Fuente: Hydraulic Bucket: <http://www.ua.all.biz/en>).

**Turbina Turgo**, el rodete de una Turgo se parece a un rodete Pelton partido por la mitad. Para la misma potencia, el rodete Turgo tiene la mitad del diámetro que el de un rodete Pelton y dobla la velocidad específica. El Turgo puede manejar un mayor flujo de agua que el pelton debido a que el agua que sale no interfiere con las paletas adyacentes.

La velocidad específica de los rodetes Turgo se encuentra situada entre la de las turbinas Francis y Pelton. Se pueden usar una o varias toberas o inyectores. Incrementando el número de inyectores se incrementa la velocidad específica del rodete en la raíz cuadrada del número de chorros (cuatro chorros rinden dos veces la velocidad específica de un chorro para la misma turbina).

El distribuidor del Turgo consiste básicamente en un inyector del tipo Pelton que proyecta un chorro inclinado respecto al plano del rodete en un ángulo de entre  $20^\circ$  a  $22.5^\circ$ .



Figura 2.11 Turbinas Turgo (Fuente: CERPCH: <http://www.cerpch.unifei.edu.br/sp/turgo.php>).

**Turbina Michell Banki**, es una máquina utilizada principalmente para pequeños aprovechamientos hidroeléctricos. Sus ventajas principales están en su sencillo diseño y su fácil construcción lo que la hace atractiva en el balance económico de un aprovechamiento a pequeña escala. No obstante esto no impide que la turbina se utilice en grandes instalaciones. Aunque la turbina de flujo transversal se conoce como una máquina de pequeña escala, existen actualmente máquinas de este tipo de hasta 6 MW.

Las principales características de esta máquina son las siguientes:

- La velocidad de giro puede ser seleccionada en un amplio rango.
- El diámetro de la turbina no depende necesariamente del caudal.
- Se alcanza un aceptable nivel de rendimiento con pequeñas turbinas.
- Se puede regular el caudal y la potencia por medio de un álabe ajustable.

La turbina consta de dos elementos principales: un inyector y un rotor. El agua es restituida mediante una descarga a presión atmosférica. El rotor esta compuesto por dos discos paralelos a los cuales van unidos los álabes curvados en forma de sector circular.

El inyector posee una sección transversal rectangular que va unida a la tubería por una transición rectangular-circular. Este inyector es el que dirige el agua hacia el rotor a través de una sección que toma una determinada cantidad de álabes del mismo, y que guía el agua para que entre al rotor con un ángulo determinado obteniendo el mayor aprovechamiento de la energía.

La energía del agua es transferida al rotor en dos etapas, lo que también da a esta máquina el nombre de turbina de doble efecto, y de las cuales la primera etapa entrega un promedio del 70% de la energía total transferida al rotor y la segunda alrededor del 30% restante (Los ensayos realizados por distintos investigadores sitúan el rendimiento hidráulico de esta máquina entre un 65-70%, otros autores mencionan un 61% aclarando que la segunda etapa entrega un 17%, y en general muchos autores indican un 70% hasta un 84%).

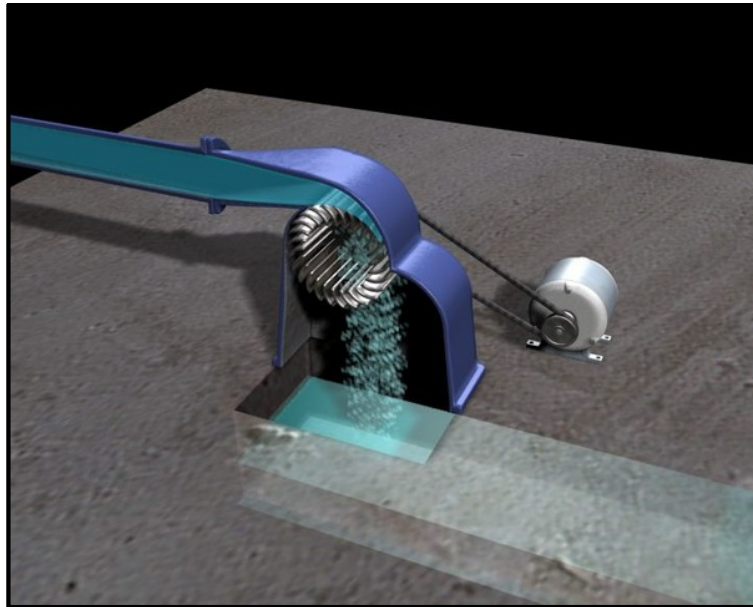


Figura 2.12 Turbina Michell Banki (Fuente: <http://www.turbosquid.com/>).

**Turbina Francis**, como todas las turbinas de reacción, es de admisión total, el agua entra por toda la periferia del rodete. En consecuencia, un mismo caudal así repartido requiere un rodete que puede resultar mucho menor que el de una rueda Pelton equivalente.

El distribuidor de la turbina Francis, y en general de todas las turbinas de reacción, está formado por aletas de guía pivotadas. Las aletas de guía

giran sobre sus pivotes, para modificar la sección transversal de los canales y así ajustar en todo momento el caudal a la carga de la central. El movimiento de las aletas guía, se consigue con la acción de sus correspondientes bielas, unidas todas a un anillo. Este anillo gira ligeramente, por la acción de uno o dos brazos de un servomotor.

Las turbinas Francis, son de rendimiento óptimo, pero solamente entre unos determinados márgenes (para 60 % y 100 % del caudal máximo), siendo una de las razones por la que se disponen varias unidades en cada central, al objeto de que ninguna trabaje, individualmente, por debajo de valores del 60 % de la carga total.

Al igual que las turbinas Pelton, las turbinas Francis pueden ser instaladas con el eje en posición horizontal o vertical, siendo esta última disposición la más generalizada por estar ampliamente experimentada, especialmente en el caso de unidades de gran potencia.



Figura 2.13 Turbina Francis (Fuente: <http://www.turbosquid.com/>)

**Turbina Kaplan**, al igual que las turbinas Francis, son turbinas de admisión total, incluidas asimismo en la clasificación de turbinas de reacción. Las características constructivas y de funcionamiento, son muy similares entre ambos tipos. Se emplean en saltos de pequeña altura (alrededor de 50 m. y menores), con caudales medios y grandes (aproximadamente de 15 m<sup>3</sup> /s en adelante). Debido a su singular diseño, permiten desarrollar elevadas velocidades específicas, obteniéndose buenos rendimientos, incluso dentro de extensos límites de variación de caudal. A igualdad de potencia, las turbinas Kaplan son menos voluminosas que las turbinas Francis. Normalmente se instalan con el eje en posición vertical.

El rodete está compuesto por unas pocas palas, que le confieren forma de hélice de barco; cuando éstas sean fijas, se llama turbina hélice, mientras que si son orientables se denominan turbinas Kaplan; en ambos casos las turbinas funcionan con un único sentido de giro de rotación; son pues turbinas irreversibles.

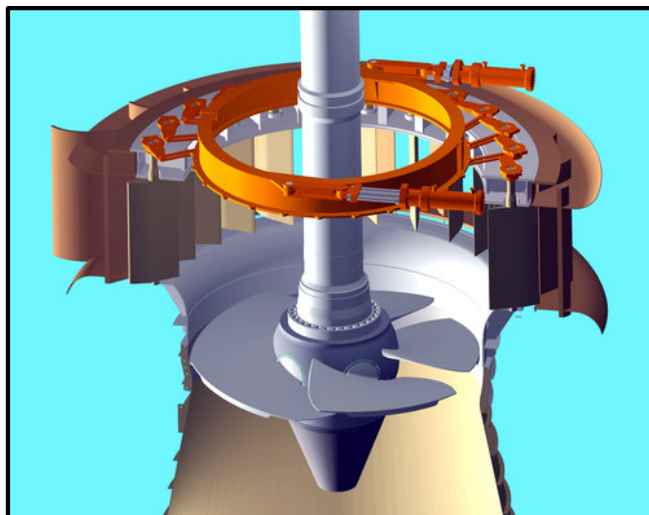


Figura 2.14 Turbina Francis (Fuente: <http://www.tecnoloxia.org/principal/?p=4691>)

### Selección de turbinas:

Para la selección rápida de la o las turbinas para una minicentral hidroeléctrica se utilizará el diagrama de la figura siguiente:

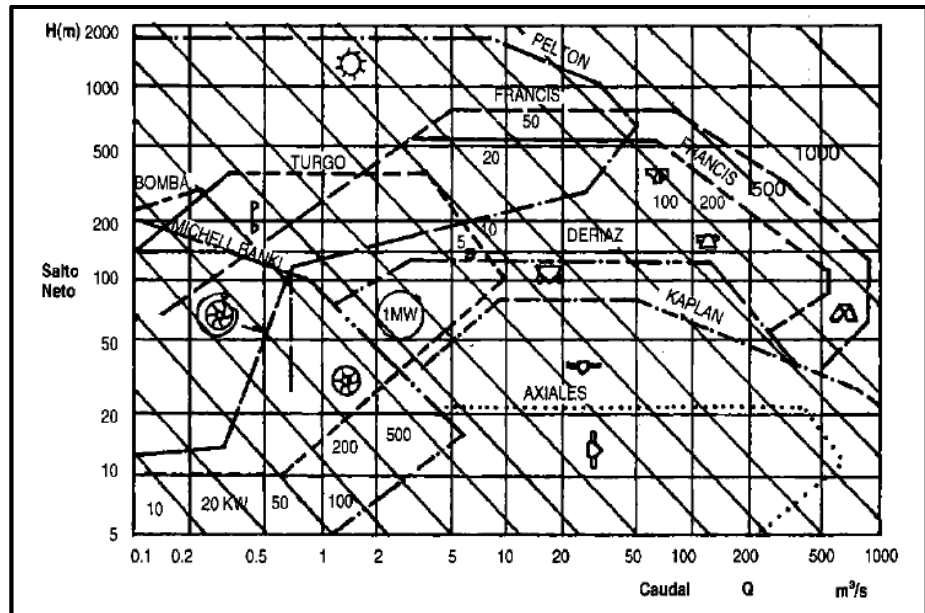


Figura 2.15 Diagrama de selección de turbinas hidráulicas (Fuente: Manual de Mini y Microcentrales Hidroeléctricas, ITDP)

El diseño y construcción de turbomáquinas se afrontan matemática y experimentalmente, por dicha razón se plantean relaciones entre modelo y prototipo a través de leyes de semejanza, de las mismas que se obtienen cifras características, entre ellas tenemos:

Número específico de revoluciones de caudal  $Nq$ :

$$Nq = \frac{Nx\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}}\dots(62)$$

Número específico de revoluciones de potencia  $Ns$ :

$$Ns = \frac{Nx\sqrt{P}}{H^{\frac{5}{4}}}\dots(63)$$

Donde:

N: Velocidad de rotación de la turbina (rpm).

Q: Caudal de la turbina (m<sup>3</sup>/s).

H: Salto neto (m).

P: Potencia al eje de la turbina (kW).

Los números específicos pueden definirse como las velocidades de rotación de una turbina prototipo, cuyo modelo semejante opera bajo parámetros unitarios.

La tabla 2.8 muestra la clasificación de las turbinas según el número Ns, expresado en rpm, HP, m.

Turbina		Ns (rpm,HP,m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	H (m)	P (kW)	Eficiencia
Acción	Pelton	1CH: 30 2CH: 30-50 3CH: 30-50 4CH: 50-70	0.05-50	30-1800	2-300000	91
	Turgo	60-260	0.025-10	15-300		85
	Michell Banki	40-160	0.025-5	1-50	1-750	82
Reacción	Francis	Lento: 60-150 Normal: 150-250 Rapido: 250-400	1-500	2-750	2-750000	92
	Kaplan	300-800	1000	5-80	2-200000	93

Tabla 2.8 Características de las turbinas según el tipo (Fuente: Manual de Mini y Microcentrales Hidroeléctricas, ITDP)

### **Dimensionamiento Básico de Turbinas:**

- **Turbina Pelton**

Las dimensiones principales se muestran en la figura 2.16



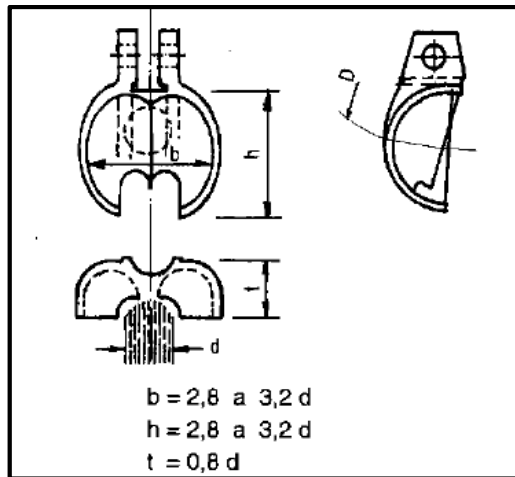


Figura 2.16 Dimensiones básicas de una turbina Pelton (Fuente: Manual de Mini y Microcentrales Hidroeléctricas, ITDP)

Velocidad de Chorro a la Salida del Inyector (C):

$$C = \varphi \sqrt{2xg \times H} \dots (64)$$

Donde:

C: Velocidad de chorro (m/s).

g: Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

H: Salto neto (m).

$\varphi$ : Coeficiente de velocidad  $\rightarrow 0.97$

Diámetro del Chorro (d):

$$d = 0.55x \left( \frac{Q}{\sqrt{H}} \right)^{1/2} \dots (65)$$

Donde:

d: Diámetro del Chorro (m).

Q: Caudal (m<sup>3</sup>/s).

Diámetro Pelton (D):

$$D = (37 \text{ a } 39) \frac{\sqrt{H}}{N} \dots (66)$$

Donde:

D: Diámetro del rodete (m).

N: Velocidad nominal (RPM).

Número de Cucharas (Z):

$$Z = \frac{1}{2} \left( \frac{D}{a} \right) + 14 \text{ a } 16 \dots (67)$$

### **2.1.5 Caudal Ecológico.**

Es el agua reservada para preservar valores ecológicos; los hábitats naturales que cobijan la flora y fauna, regulación de los extremos climatológicos e hidrológicos, los parques naturales y la diversidad de paisajes.

También se puede definir como el volumen mínimo de agua por unidad de tiempo que puede escurrir en forma superficial por un curso fluvial, capaz de garantizar la conservación de la vida acuática fluvial actual y los usos ya establecidos.

Para el cálculo del caudal ecológico existen varias metodologías y conceptos desarrollados por diversas instituciones y especialistas, que abarcan posiciones conservadoras, intermedias y extremas. Se puede decir que existen dos líneas metodológicas para determinar el caudal ecológico en un curso de agua, las cuales son:

- Las basadas en fórmulas o relaciones porcentuales.
- Las basadas en las características físicas y biológicas de cada cauce natural.

En esta tesis se abordará las metodologías basadas en fórmulas o relaciones porcentuales. A continuación se explicará 3 metodologías.

**Método del 10%**, indica el caudal ecológico es el 10% del caudal medio anual del río. Este método ha sido recomendado por el Ministerio de Obras Publicas y de Transportes de España.

**Método de los 10 Valores más Bajos**, consiste en asumir que el caudal ecológico es el caudal correspondiente al 95% de persistencia de los 10 caudales diarios más bajos de toda la data histórica existente.

**Método de Rafael Heras**, Consiste en el análisis en los periodos de sequía extrema y considera que esta puede alcanzar valores de hasta 20% del caudal medio mensual en 03 meses consecutivos. También considera que en zonas semiáridas se estima que el caudal de sequía puede llegar a tener valores del 2 a 3% del caudal medio anual.

### **2.1.6 Líneas de Transmisión**

La evaluación de la sección óptima del conductor se efectuará mediante un análisis técnico económico que implica la optimización de una función objetivo, cuyos principales componentes son: costo anual de la pérdida Joule, costo anual de las pérdidas Corona y el costo de inversión de la línea, toda analizado a Valor Presente.

Las pérdidas por Efecto Joule estarán dadas por la siguiente relación:

$$P_J = f_p x \left( \frac{P}{(V_L x \cos(\theta))} \right)^2 x R_T \dots (68)$$

Dónde:

P: Potencia de transmisión (MW).

VL: Voltaje de línea (kV).

Cos( $\theta$ ): Factor de potencia.

RT°: Resistencia corregida a la temperatura de trabajo (Ohm).

fp: Factor de pérdidas  $f_p = 0.3xfc + 0.7xfc^2$ ,  $fc=0.9$

Las pérdidas por efecto corona se calcularán por la fórmula de Peterson:

$$P_C = 2.094xfx \left(\frac{V_L}{\sqrt{3}}\right)^2 x \frac{F}{\left(\log\left(2x\frac{S}{D}\right)\right)^2 x d^{\frac{2}{3}} x 100000} x 3 \dots (69)$$

Dónde:

Pc: Pérdidas Corona en (kW/km).

f: Frecuencia de la red en (Hz).

F: Factor funcional que depende de (E/Ec).

Ec: Gradiente crítica  $E_C = 21.1xdxm \left(1 + \frac{0.426}{\sqrt{Dxd}}\right)$

E: Gradiente superficial  $E = \frac{V_L}{rx \ln\left(\frac{S}{r}\right) x \sqrt{3}}$

r: Radio del subconductor (cm).

D: Diámetro (cm).

VL: Voltaje de línea (kV).

m: Factor de rugosidad.

S: Distancia media geométrica (cm).

d: Densidad relativa del aire

## 2.2 MERCADO ELÉCTRICO

El Sector Eléctrico peruano se encuentra regulado por la Ley de Concesiones Eléctricas (LCE) del Decreto Ley N° 25844, la cual a su vez se encuentra reglamentada por el Decreto Supremo N° 009-93-EM y modificatorias. Mediante esta ley, se establecieron las normas para desarrollar las actividades de generación, transmisión y distribución de energía eléctrica, todo ello con el objetivo de asegurar las condiciones para mantener la eficiencia del mercado. Asimismo se estableció dos sistemas de precios, uno regulado para las actividades que dadas sus características no pudieran realizarse en condiciones de competencia, y uno libre, para aquellas actividades que pudieran realizarse en condiciones de competencia.

Dentro del sector eléctrico se realizan actividades que tienen relaciones jerárquicas y vinculadas entre ellas. En cuanto a su estructura, el sector se encuentra conformado por cinco actores principales:

**Empresas Eléctricas:** Estas se encuentran orientadas a las actividades de generación, transmisión y distribución.

**Clientes:** Son aquellos que compran el servicio; se dividen en clientes libres y clientes regulados.

**Comité de Operación Económica del Sistema (COES):** Conformado por los titulares de las empresas de generación y de transmisión que se encuentran interconectadas al sistema eléctrico nacional. Este organismo tiene como finalidad coordinar las operaciones al menor costo, garantizando el abastecimiento. Las

empresas miembros del COES son 29 empresas generadoras, 8 empresas de transmisión y 10 empresas de distribución<sup>3</sup>.

**Ministerio de Energía y Minas:** Entidad que representa al estado peruano a través de la Dirección General de Electricidad, este organismo cumple con labores normativas y es el responsable del otorgamiento de concesiones y autorizaciones.

**Sistema de Supervisión de la Inversión de la Energía:** Se encuentra conformado por las siguientes instituciones: Comisión de Tarifas Eléctricas (CTE), actualmente denominada Gerencia Adjunta de Regulación Tarifaria (GART), encargado de la fijación tarifaria; OSINERGMIN, organismo que cumple un rol fiscalizador de las actividades del sector e INDECOPI, institución encargada de regular la libre competencia tanto en el sector eléctrico como en el de hidrocarburos.

Hasta el año 2000 el sistema eléctrico peruano estaba conformado por el Sistema Interconectado Centro Norte (SICN) y el Sistema Interconectado del Sur (SISUR). Ambos sistemas funcionaban de manera independiente hasta que en octubre del 2000 se interconectaron a través de la línea de transmisión Mantaro – Socabaya, formando el Sistema Interconectado Nacional (SINAC).

Como se mencionó anteriormente, la actividad eléctrica esta dividida en tres actividades: generación, transmisión y distribución, que a continuación se describen:

**Generación:** Esta actividad es llevada a cabo por empresas de capital privado y estatal. Son las responsables de la producción y planificación del abastecimiento de energía, utilizando para ello diversas fuentes. En función al insumo utilizado, existen dos tipos principales de generación: hidráulica que utiliza agua y térmica que usa

---

<sup>3</sup> Información COES 2011.

combustibles (petróleo, gas, carbón, etc.). Este mercado es de libre competencia, donde la entrada y salida de participantes se encuentra condicionada únicamente por los altos niveles de inversión requeridos para la puesta en marcha de una central.

En la tabla 2.9 se muestra el listado de empresas generadoras del país:

EMPRESA DE GENERACIÓN	POTENCIA INSTALADA (MW)	POTENCIA EFECTIVA (MW)
AGROINDUSTRIAL PARAMONGA S.A.A.	23.0	20.0
AGUAS Y ENERGIA PERU	6.3	6.3
CHINANGO S.A.C.	185.1	193.5
COMPAÑIA ELECTRICA EL PLATANAL S.A.	220.0	217.4
DUKE ENERGY EGENOR S. EN C. POR A.	631.8	640.4
EDEGEL S.A.A.	1536.6	1474.2
ELECTRICA SANTA ROSA	1.8	1.8
EMPRESA DE ADMINISTRACIÓN DE INFRAESTRUCTURA ELECTRICA S.A.- ADINELSA	31.6	25.3
EMPRESA DE ELECTRICIDAD DEL PERÚ S.A.	1091.0	964.5
EMPRESA DE GENERACIÓN ELÉCTRICA DE AREQUIPA S.A.	331.4	316.7
EMPRESA DE GENERACIÓN ELÉCTRICA DEL SUR S.A.	58.6	57.9
EMPRESA DE GENERACIÓN ELÉCTRICA MACHUPICCHU S.A.	90.5	88.8
EMPRESA DE GENERACIÓN ELÉCTRICA SAN GABÁN S.A.	121.5	120.9
EMPRESA ELÉCTRICA DE PIURA S.A.	135.7	130.9
ENERSUR S.A.	1063.6	1034.2
* ESCO COMPAÑÍA DE SERVICIOS DE ENERGÍA S.A.C.	3.0	
GENERADORA ENERGÍA DEL PERÚ S.A.	10.0	9.6
* HIDROCAÑETE S.A.	4.0	
HIDROELÉCTRICA SANTA CRUZ S.A.C	14.0	14.4
* ILLAPU ENERGY	13.6	
KALLPA GENERACIÓN S.A.	629.0	577.8
MAJA ENERGIA S.A.C.	3.8	3.5
PETRAMAS	4.8	3.2
SDF ENERGIA S.A.C.	31.0	29.4
SHOUGANG GENERACIÓN ELÉCTRICA S.A.A.	68.5	63.0
SN POWER PERÚ S.A.	268.2	271.1
SOCIEDAD MINERA CORONA S.A.	18.4	19.6
SINDICATO ENERGÉTICO S.A.	10.0	10.0
TERMOSELVA S.R.L.	191.9	175.4
<b>Potencia SEIN (MW)</b>	<b>6798.6</b>	<b>6469.8</b>

Tabla 2.9 Empresas de Generación y Potencias Instaladas y Efectivas. (Fuente: Estadística de Operaciones 2011. COES).

\*Aún no entran en operación comercial.

**Transmisión:** Esta actividad se realiza mediante un conjunto de redes que transporta energía en niveles de muy alta, alta y media tensión. La transmisión tiene como finalidad lograr la transferencia de energía desde las generadoras hacia los clientes finales, haciendo uso para tales fines de las líneas de transmisión, subestaciones y equipos de compensación reactiva. Para cubrir los costos de conexión se establece una tarifa peaje la cual debe ser pagada por las generadoras a los operadores de sistemas de transmisión.

Las redes eléctricas del sistema peruano se clasifican de acuerdo a cuatro niveles de tensión:

1. Muy alta tensión (MAT) tensiones superiores a 100 kV.
2. Alta tensión (AT) tensiones superiores a 30 kV pero inferiores a 100 kV.
3. Media tensión (MT) tensiones superiores a 440 V pero inferiores a 30 kV.
4. Baja tensión (BT) tensiones inferiores a 440V.

El sistema primario de transmisión está conformado únicamente por las líneas de transmisión (de muy alta y alta tensión) que unen sub-estaciones o barras y permiten el libre tránsito de la electricidad sin asignar responsabilidad particular a ningún generador por dicha circulación.

El sistema secundario de transmisión está conformado por las sub-estaciones y líneas de transmisión (de media y baja tensión) en las que es posible identificar al usuario (generador, distribuidor o cliente final) responsable por el uso de dichas instalaciones.

En la tabla 2.10 se muestra el listado de empresas de transmisión y las longitudes de LL.TT. instaladas:



EMPRESA DE TRANSMISIÓN	Longitud LLTT (km)
<b>ABENGOA TRANSMISION NORTE S.A.</b>	<b>43.5</b>
<b>COMPAÑIA TRANSMISORA NORPERUANA S.R.L.</b>	<b>392.2</b>
<b>CONSORCIO ENERGETICO DE HUANCAMELICA S.A.</b>	<b>371.1</b>
<b>CONSORCIO TRANSMANTARO S.A.</b>	<b>750.4</b>
<b>ETESSELVA S.R.L.</b>	<b>392.0</b>
<b>INTERCONEXIÓN ELÉCTRICA ISA PERÚ S.A.</b>	<b>392.2</b>
<b>RED DE ENERGÍA DEL PERÚ S.A.</b>	<b>4336.7</b>
<b>RED ELÉCTRICA DEL SUR S.A.</b>	<b>427.8</b>

Tabla 2.10 Empresas de Transmisión y longitudes de sus LL.TT instaladas (Fuente: Anuario

Minero 2010. MINEM)

**Distribución:** La actividad de distribución se realiza a través de las redes de media y baja tensión, las empresas distribuidoras son las encargadas de recibir la energía eléctrica de las generadoras o transmisoras en el punto de entrega, y entregarla a los usuarios finales (ya sean consumidores industriales, comerciales o residenciales).

En la tabla 2.11 se muestra el listado de empresas de distribución:

EMPRESA DE DISTRIBUCIÓN	No Clientes
<b>ELECTRO SUR ESTE S.A.A</b>	<b>332882</b>
<b>ELECTROCENTRO S.A.</b>	<b>57663</b>
<b>EMPRESA REGIONAL DE SERVICIO PÚBLICO DE ELECTRICIDAD ELECTRONORTE MEDIO S.A.</b>	<b>319890</b>
<b>EMPRESA REGIONAL DE SERVICIO PÚBLICO DE ELECTRICIDAD ELECTROSUR S.A.</b>	<b>125041</b>
<b>ELECTRO DUNAS S.A.A.</b>	<b>177868</b>
<b>ELECTRONOROESTE S.A.</b>	<b>335031</b>
<b>EMPRESA REGIONAL DE SERVICIO PÚBLICO DE ELECTRICIDAD DEL NORTE S.A.</b>	<b>577553</b>
<b>EMPRESA DE DISTRIBUCIÓN ELÉCTRICA DE LIMA NORTE S.A.A.</b>	<b>1097521</b>
<b>LUZ DEL SUR S.A.A.</b>	<b>855879</b>
<b>SOCIEDAD ELÉCTRICA DEL SUR OESTE S.A.</b>	<b>307707</b>

Tabla 2.11 Empresas de Distribución y número de clientes (Fuente: Anuario Minero 2010.

MINEM)

La actividad de distribución está caracterizada por ser un monopolio natural, razón por la cual los precios que se cobran por el servicio de distribución se encuentran regulados por la autoridad competente. Asimismo la LCE establece que las empresas distribuidoras deben permitir el acceso a sus redes a otras empresas de distribución y generación para permitir que funcione la libre competencia en el mercado de generación.

### **2.2.1 Mercado Libre y Regulado**

La legislación peruana distingue dos segmentos de mercado para las transacciones de energía eléctrica. El primero de ellos es el mercado libre, que comprende las transacciones entre grandes clientes, definidos como aquellos cuyos consumos de potencia son superiores o iguales a 2.5 MW, y las empresas proveedoras del servicio, las cuales pueden ser generadoras o distribuidoras siempre que estas transacciones no se destinen al Servicio Público de Electricidad. En este mercado el precio se establece libremente por la acción de oferta y demanda. Los precios que cubren los costos de la transmisión y la distribución son regulados por el OSINERGMIN.

El segundo segmento es el mercado regulado, donde los consumidores tienen consumos inferiores a 0.25 MW (si la demanda se encuentra entre 0.25 MW y 2.5 MW se puede optar libremente si es regulado o cliente libre) y los ofertantes son las empresas de distribución. Este mercado comprende el Servicio Público de Electricidad. En este mercado las tarifas son fijadas por el organismo regulador de precios en el sector. La LCE ha establecido que los

precios regulados no pueden diferir en más o menos del 10% de los precios establecidos en el mercado libre.

La programación del despacho se realiza en base al mínimo costo, independientemente de los contratos que los generadores deban cumplir. Si uno de ellos no puede producir la energía suficiente para cumplir con sus contratos, debido a sus costos, pueden “comprar” energía a otros generadores a un costo menor. Esto determina la existencia de un mercado intermedio (spot) en donde las transferencias de energía y potencia entre generadores son determinadas por el COES, así como los precios a los que estas se realizan.

### **2.2.2 Consideraciones para la fijación de tarifas en barras**

La fijación de las tarifas eléctricas se realizan en el marco de la LCE, la estructura de las mismas deben reflejar el costo económico de los recursos utilizados en las distintas actividades, tanto de generación, transmisión y distribución.

La LCE establece que las siguientes actividades están sujetas a regulación de precios:

- Las transferencias de energía y potencia entre generadores, las cuales serán regulados por el Comité de Operación Económica del Sistema (COES).
- Las tarifas y compensaciones a titulares de sistemas de transmisión.
- Las ventas de generador a distribuidor destinadas al servicio público de electricidad.
- Las ventas a usuarios del Servicio Público de Electricidad.

Las tarifas de energía que se cobran al cliente final se calculan tomando en consideración los siguientes componentes:

**Tarifa en Barra:** En la estructura del precio en barra se toman en cuenta dos factores, el costo de la energía y el de la potencia; este precio es fijado por OSINERGMIN en base a la variación de la oferta y la demanda, incorporando en dicha variación el precio de los combustibles. El estudio mediante el cual se define el precio en barra, es fijado semestralmente y entra en vigencia en los meses de mayo y noviembre, lo que permite al organismo regulador reajustar el precio en barra en concordancia con las proyecciones efectuadas.

El proceso de fijación de las Tarifas en Barra se inicia con una propuesta de las mismas que hace el COES al OSINERGMIN, quien después de su evaluación, observación y modificación, fija sus niveles para los próximos de seis meses.

Las Tarifas en Barra se obtienen a partir del Precio Básico de la Energía y del Precio Básico de la Potencia, los que luego son ajustados por las pérdidas de potencias y energía generadas en la transmisión y a los que se les agrega finalmente, los peajes unitarios por el uso de los sistemas de transmisión. Es decir que las Tarifas en Barra cubren los costos de generación y transmisión de la electricidad.

Los Precios en Barra establecidos por el OSINERGMIN, no pueden diferir en más del 10% del promedio de las tarifas establecidas en el mercado libre (Artículo No 53 de la LCE).

En los siguientes esquemas se muestran los factores que determinan el precio básico de la energía y de la potencia:

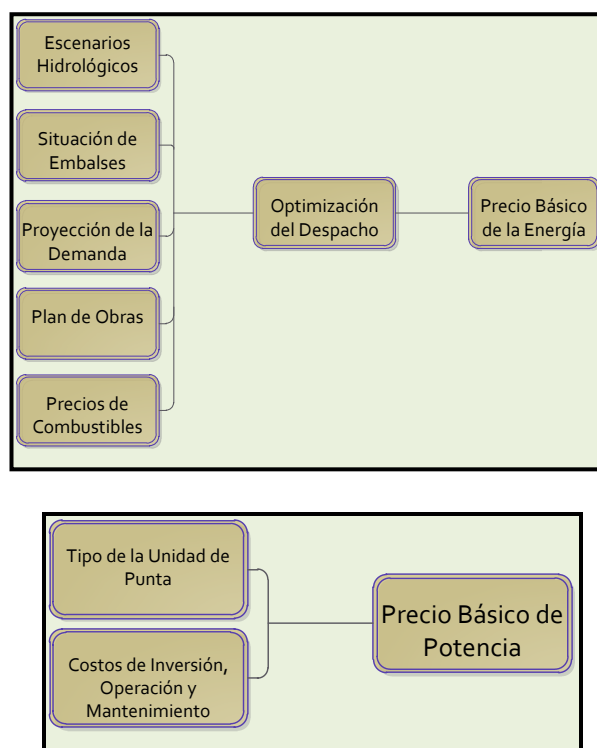


Figura 2.17 Consideraciones para determinar el Precio Básico de la Energía y Potencia  
(Fuente: Sistema Tarifario Del Servicio Público De Electricidad. Giovanna Aguilar Andía )

**Costo de Transmisión:** Comprende la anualidad de la inversión y los costos estándares de operación y mantenimiento. A través de este costo, los principales generadores conectados al sistema principal abonan a la empresa Transmisora una compensación mensual en forma de Ingreso Tarifario (el cual depende de la tarifa en barra) y de peaje por conexión (diferencia entre el Costo Total de Transmisión y el Ingreso Tarifario).

**Valor Agregado de Distribución (VAD):** Según lo estipulado en la ley de concesiones eléctricas el VAD representa el costo total en el que se incurre para poner a disposición del cliente la potencia y energía. El VAD se

basa en una empresa modelo eficiente y considera los siguientes componentes:

- Costos asociados al cliente, de manera independiente de su demanda de potencia y de consumo de energía.
- Pérdidas estándares de distribución y potencia de energía.
- Costos estándares de inversión, mantenimiento y operación por unidad de potencia suministrada.

El VAD tiene un factor de corrección determinado por ventas de potencia en horas fuera de punta y en horas punta de la empresa de distribución.

**Precio Spot:** Corresponde al precio de venta de energía entre generadoras el cual se realiza con la finalidad de poder cumplir de manera adecuada con los contratos de dotación de energía a clientes y poder cubrir de esta manera los desbalances en términos de generación.

El precio spot se determina en base a la libre oferta y demanda del mercado, por lo que fluctúa en línea con la capacidad y disponibilidad de energía de cada empresa generadora.

En la figura 2.18 se muestra de manera esquemática la estructura tarifaria para el sector eléctrico.

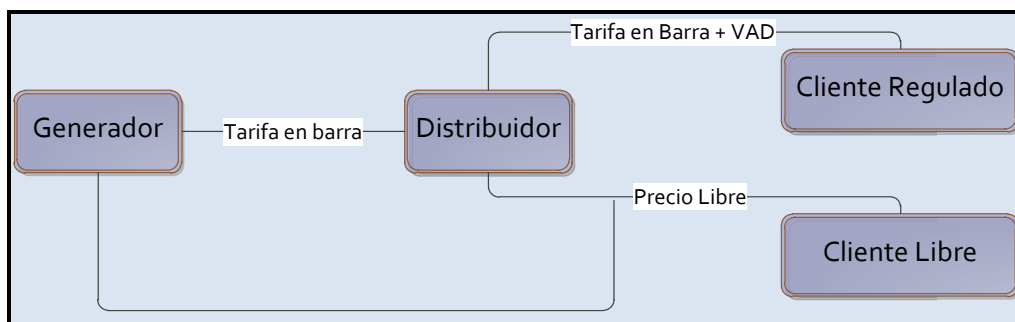


Figura 2.18 Estructura Tarifaria Peruana (Fuente: Sistema Tarifario Del Servicio Público De Electricidad. Giovanna Aguilar Andía )

### **2.2.3 Precios en el mercado libre.**

En el mercado de generación se producen tres tipos de transacciones: las ventas a clientes libres, las ventas de energía y potencia entre generadores y las ventas de energía a las empresas de distribución.

Los precios pagados por un cliente del mercado libre deben incluir, además de los precios de energía y potencia que cubren los costos de generación, los costos (o tarifas) de la transmisión y/o distribución las cuales son reguladas por el OSINERGMIN. Entonces en el “precio final” para un cliente libre hay un componente que es regulado. Por esta razón la LCE establece que las ventas de energía y potencia que no estén destinados al mercado regulado, deben consignar en la factura, de forma separada y obligatoria los precios acordados a nivel de barra de generación y los cargos de transmisión, distribución y comercialización.

Las transferencias de potencia y energía entre generadores se realizan a costos marginales instantáneos o precios spot fijados por el COES de acuerdo a lo que establece la LCE y su reglamento.

Las ventas de energía y potencia de generadores a empresas de distribución eléctrica se hacen a precios regulados por el OSINERGMIN.

#### **2.2.4 Precios para el Servicio Público de Electricidad**

Los precios que paga el usuario del Servicio Público de Electricidad cubren el costo de generación, transmisión y distribución de la energía. Las Tarifas o Precios en Barra inician la cadena de costos cubriendo los de generación y transmisión. Luego se agrega el Valor Agregado de Distribución (VAD) que debe remunerar la actividad de distribución.

#### **2.2.5 Precios en Barra aplicables al periodo 01/05/2011 al 30/04/2012**

A continuación se muestran los precios por potencia de punta y por energía en barra que se aplicarán a los suministros atendidos desde las denominadas Barras de Referencia de Generación, para los niveles de tensión que se indican<sup>4</sup>:

---

<sup>4</sup> OSINERGMIN 2011



Barra de Referencia de Generación	Tensión kV	PPM S./kW-mes	PEMP ctm. S./kWh	PEMF ctm. S./kWh
<b>SISTEMA ELÉCTRICO INTERCONECTADO NACIONAL (SEIN)</b>				
Zorritos	220	16,72	10,54	10,33
Talara	220	16,72	10,50	10,30
Piura Oeste	220	16,72	11,26	10,74
Chiclayo Oeste	220	16,72	10,94	10,47
Carhuaquero	220	16,72	10,77	10,34
Carhuaquero	138	16,72	10,77	10,34
Cutervo	138	16,72	10,78	10,34
Jaen	138	16,72	10,79	10,35
Guadalupe	220	16,72	10,78	10,33
Guadalupe	60	16,72	10,83	10,36
Cajamarca	220	16,72	10,49	10,10
Trujillo Norte	220	16,72	10,51	10,10
Chimbote 1	220	16,72	10,31	9,92
Chimbote 1	138	16,72	10,31	9,93
Paramonga Nueva	220	16,72	9,94	9,62
Paramonga Nueva	138	16,72	9,92	9,62
Paramonga Existente	138	16,72	9,92	9,62
Huacho	220	16,72	9,86	9,54
Zapallal	220	16,72	9,66	9,37
Ventanilla	220	16,72	9,70	9,36
Lima (1)	220	16,72	9,68	9,37

Barra de Referencia de Generación	Tensión kV	PPM S./kW-mes	PEMP ctm. S./kWh	PEMF ctm. S./kWh
Puno	138	16,72	10,91	10,40
Puno	220	16,72	10,90	10,39
Callalli	138	16,72	10,81	10,30
Santuario	138	16,72	10,69	10,25
Arequipa (3)	138	16,72	10,75	10,29
Socabaya	220	16,72	10,74	10,28
Cerro Verde	138	16,72	10,78	10,32
Repartición	138	16,72	10,82	10,34
Mollendo	138	16,72	10,85	10,36
Montalvo	220	16,72	10,90	10,44
Montalvo	138	16,72	10,91	10,45
Ilo ELP	138	16,72	10,93	10,58
Botiflaca	138	16,72	10,96	10,50
Toquepala	138	16,72	10,99	10,56
Aricota	138	16,72	10,91	10,52
Aricota	66	16,72	10,87	10,51
Tacna (Los Héroes)	220	16,72	10,97	10,48
Tacna (Los Héroes)	66	16,72	11,05	10,50

Barra de Referencia de Generación	Tensión kV	PPM S/./kW-mes	PEMP ctm. S/./kWh	PEMF ctm. S/./kWh
Cantera	220	16,72	9,53	9,28
Chilca	220	16,72	9,44	9,18
Independencia	220	16,72	9,60	9,36
Ica	220	16,72	9,68	9,43
Marcona	220	16,72	9,88	9,61
Mantaro	220	16,72	9,48	9,18
Huayucachi	220	16,72	9,55	9,25
Pachachaca	220	16,72	9,53	9,24
Huancavelica	220	16,72	9,52	9,25
Callahuanca	220	16,72	9,59	9,30
Cajamarquilla	220	16,72	9,66	9,38
Huallanca	138	16,72	9,99	9,66
Vizcarra	220	16,72	9,89	9,58
Tingo María	220	16,72	9,91	9,54
Aguaytia	220	16,72	9,83	9,49
Aguaytia	138	16,72	9,87	9,52
Aguaytia	22,9	16,72	9,85	9,51
Pucallpa	138	16,72	10,15	9,73
Pucallpa	60	16,72	10,17	9,74
Aucayacu	138	16,72	10,16	9,89
Tocache	138	16,72	10,46	10,08
Tingo María	138	16,72	10,03	9,81
Huánuco	138	16,72	9,87	9,66
Paragsha II	138	16,72	9,70	9,45
Paragsha	220	16,72	9,68	9,42
Yaupi	138	16,72	9,52	9,27
Yuncán	138	16,72	9,52	9,27
Yuncán	220	16,72	9,55	9,30
Oroya Nueva	220	16,72	9,57	9,29
Oroya Nueva	138	16,72	9,74	9,47
Oroya Nueva	50	16,72	9,65	9,37
Carhuamayo	138	16,72	9,60	9,38
Carhuamayo Nueva	220	16,72	9,61	9,35
Caripa	138	16,72	9,83	9,56
Desierto	220	16,72	9,55	9,30
Condorcocha	138	16,72	9,86	9,60
Condorcocha	44	16,72	9,86	9,60
Machupicchu	138	16,72	10,27	9,52
Cachimayo	138	16,72	10,62	9,85
Cusco (2)	138	16,72	10,65	9,87
Combapata	138	16,72	10,75	10,06
Tintaya	138	16,72	10,86	10,28
Ayaviri	138	16,72	10,67	10,11
Azángaro	138	16,72	10,56	10,00
San Gabán	138	16,72	10,63	10,05
Mazuco	138	16,72	10,71	10,10
Puerto Maldonado	138	16,72	10,90	10,22
Juliaca	138	16,72	10,84	10,29

Tabla 2.11 Precios de Potencia y Energía en hora punta y fuera de punta (Fuente: OSINERGMIN)

Donde:

PPM : Precio de Potencia de Punta a Nivel Generación, S/./kW-mes.

PEMP : Precio de la Energía a Nivel Generación en Horas de Punta para las Barras de Referencia de Generación, en céntimos de S/./kWh.

PEMF : Precio de la Energía a Nivel Generación en Horas Fuera de Punta para las Barras de Referencia de Generación, en céntimos de S/./kWh.

Los costos por peajes por conexión y transmisión en el SEIN son:

N°	Sistema de Transmisión (2)	PCSPT S/./kW-mes	
1	SPT de REP	0,84	
2	SPT de San Gabán	0,01	
3	SPT de Antamina	0,01	
4	SPT de Eteselva	0,14	
5	SPT de Redesur	0,61	
6	SPT de Transmantaro	1,47	
7	SPT de Transmantaro-adenda 8 (1)	0,66	
8	SPT de ISA	0,45	
9	Cargo por Garantía por Red Principal TGP	0,00	
10	Cargo Unitario por Compensación por Seguridad de Suministro	0,19	
11	Cargo Unitario por CVOA-CMg	5,23	
12	Cargo Unitario por CVOA-RSC	0,00	
13	Cargo por Prima	Cogeneración Paramonga	0,01
		C.H. Santa Cruz II	0,06
		C.H. Santa Cruz I	0,03
		C.H. Poechos 2	0,05
		C.H. Roncador	0,04
		C.H. Carhuaquero IV	0,12
		C.H. Caña Brava	0,03
14	Cargo Unitario por Generación Adicional (3)	Usuarios Regulados	0,07
		Usuarios Libres que no son Grandes Usuarios	0,22
		Grandes Usuarios	0,51

N°	Instalación de Transmisión de SGT	PTSGT S/./kW-mes
1	Línea Chilca-La Planicie-Zapallal 220 kV	0,16
2	Línea Chilca-Zapallal 500 kV	0,29
3	Línea Carhuamayo-Paragsha 220 kV	0,06
4	Línea Paragsha-Conococha 220 kV	0,09
5	Línea Conococha-Huallanca 220 kV	0,17
6	Línea Huallanca-Cajamarca 220 kV	0,32
7	SVC-Cajamarca	0,08

Tabla 2.12 Precios de Peaje por Conexión y Transmisión (Fuente: OSINERGMIN)

Donde:

PCSPT : Cargo de Peaje por Conexión, expresado en S/./kW-mes

PTSGT : Cargo de Peaje de Transmisión, expresado en S/./kW-mes

## CAPITULO 3

### ESTUDIOS TÉCNICOS BÁSICOS

#### 3.1 DEMANDA

El estudio de demanda está basado en el Plan Referencial de Electricidad 2008-2017 (último en vigencia) formulado por el Ministerio de Energía y Minas, documento que contempla la expansión de la generación y la transmisión del sistema Eléctrico Interconectado Nacional (SEIN), y es la estadística de Operaciones del 2011 del COES. Se describirá la situación de la oferta y la demanda eléctrica con relación a sus variables más relevantes.

##### 3.1.1 Situación actual del SEIN

La máxima demanda en el SEIN en el 2011 fue de 4961.19 MW representando un crecimiento de orden del 8.35% respecto a lo registrado en el año 2010. El recurso hídrico representó el 55.40% (2 748-62 MW), gas natural con el 38.87% (1925-40 MW), D2 y Residual con el 2.73% (135.52% MW) carbón con el 2.74% (136.11 MW) y Bagazo (13.18 MW) y Biogás (2.36 MW) con el 0.27% y 0.05% respectivamente.

La producción de energía eléctrica en el SEIN en el año 2011 totalizó 3521743 GW que representa el 8.61% mayor al registrado en el año 2010 que fue 32426.83 GW. La producción hidroeléctrica y termoeléctrica del

SEIN en el año 2011 representó 57,9% y 42,1%, respectivamente respecto al total generado en el SEIN.

La producción de las centrales hidroeléctricas acumulada en el año 2011 fue 20 404,12 GW.h, presentando un incremento de 7,59% respecto al año 2010. Las empresas generadoras del COES que entregaron una mayor producción hidroeléctrica en el SEIN son ELECTROPERÚ, EDEGEL, EGENOR, SN POWER, CELEPSA y CHINANGO las cuales concentraron el 81,36% del total.

Mientras que para las centrales termoeléctricas registró un acumulado de 14 813,31 GW.h, el cual representó un incremento del 10,04% respecto al año anterior. La producción termoeléctrica registrada por parte de las empresas EDEGEL, KALLPA y ENERSUR representó el 83,67% del total producido en el SEIN.

En la figura 3.1 se aprecia la evolución del crecimiento anual tanto en potencia y energía en el SEIN.

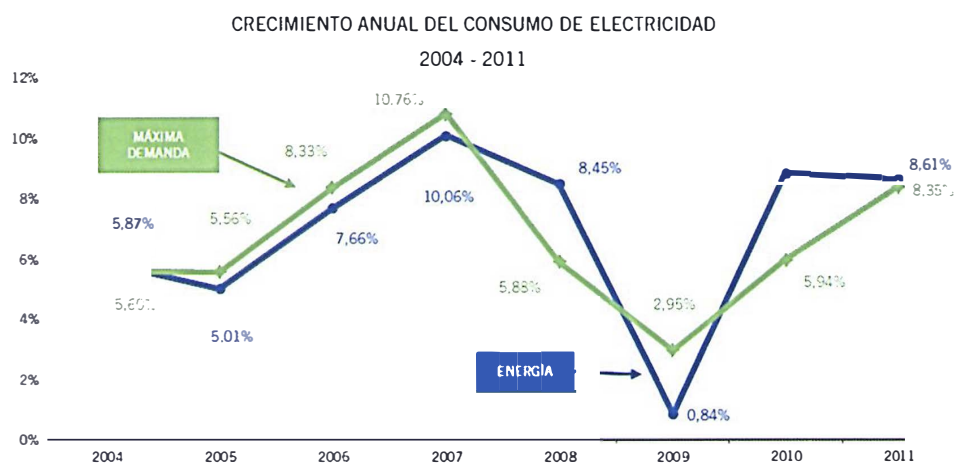


Figura 3.1 Crecimiento Anual Del Consumo De Electricidad (Fuente: Estadística de Operaciones del 2011 del COES)

En las figuras 3.2 y 3.3 se observa la participación por tipo de recurso energético tanto en potencia y energía producida.

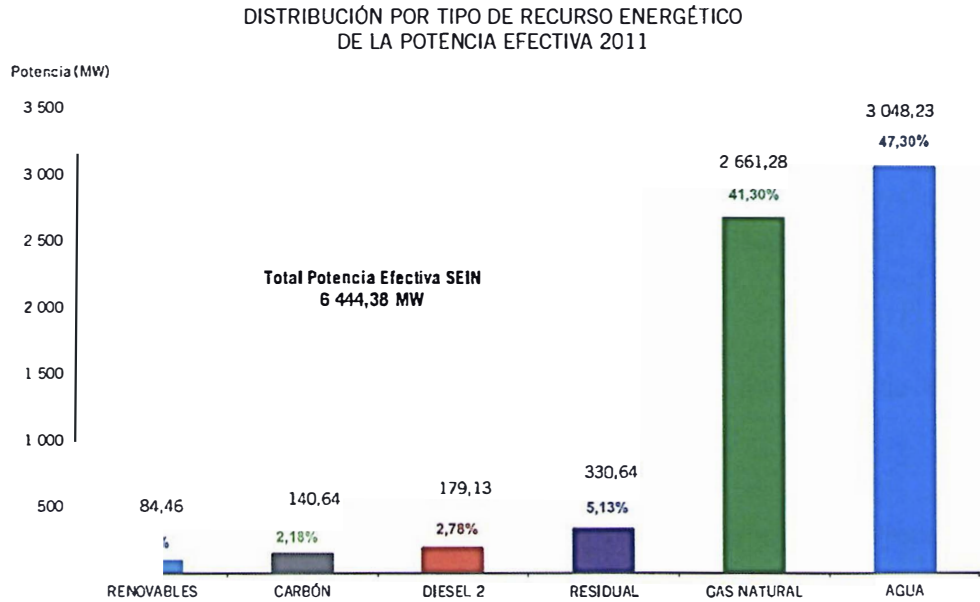


Figura 3.2 Distribución por tipo de Recurso Energético de la Potencia Efectiva 2011 del SEIN (Fuente: Estadística de Operaciones del 2011 del COES)

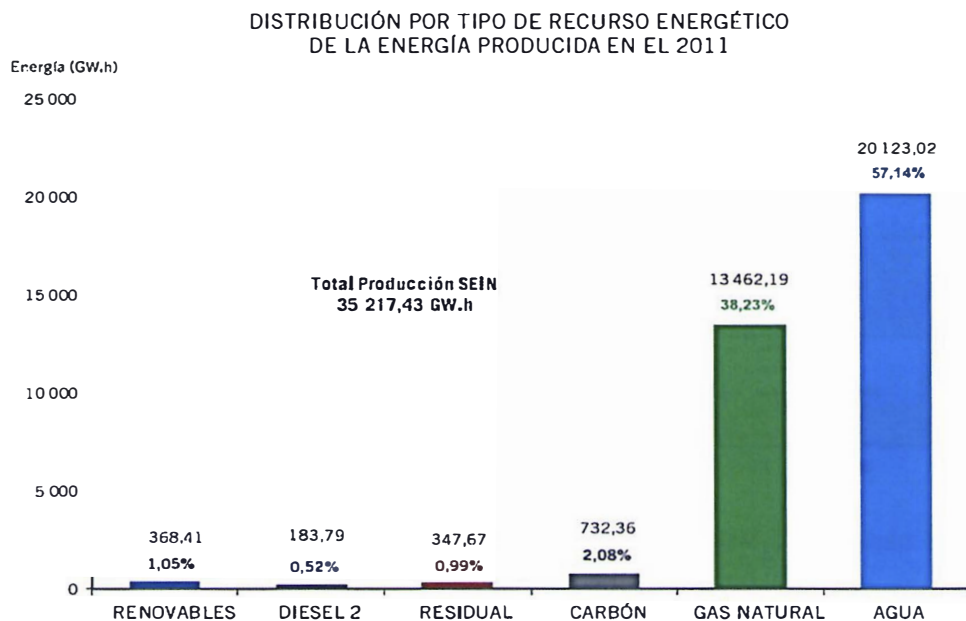


Figura 3.3 Distribución por tipo de Recurso Energético de la Energía Producida en el 2011 del SEIN (Fuente: Estadística de Operaciones del 2011 del COES)

### 3.1.2 Proyección de la Demanda

El Plan Referencial de Electricidad 2008-2017 se formula bajo los siguientes escenarios de demanda y oferta.

- Escenario Base - “Crecimiento de la Demanda Medio”: Escenario de crecimiento de la demanda de mayor probabilidad de ocurrencia.
- “Crecimiento de la Demanda Optimista”: Escenario del mayor crecimiento de la demanda esperado.
- “Crecimiento de la Demanda Conservador”: Escenario de menor crecimiento de la demanda esperado.

Como resultado del análisis realizado se obtuvieron las proyecciones de demanda de energía y potencia para el SEIN bajo los escenarios: optimista, medio y conservador, que se muestran en las figuras 3.4 y figura 3.5.

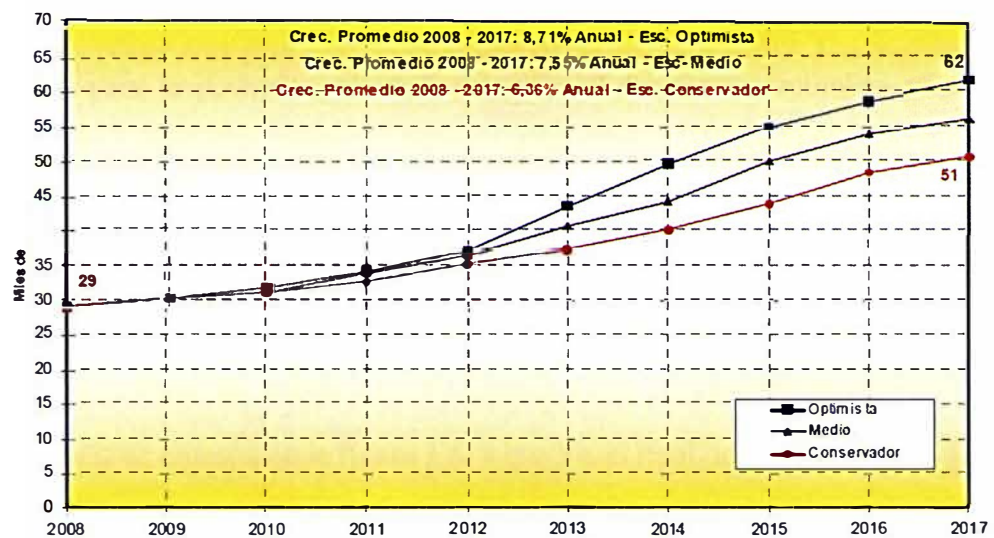


Figura 3.4 Proyección de Demanda Global de Energía del SEIN 2008-2017 (Fuente: Plan Referencial de Electricidad 2008-2017. MINEM)

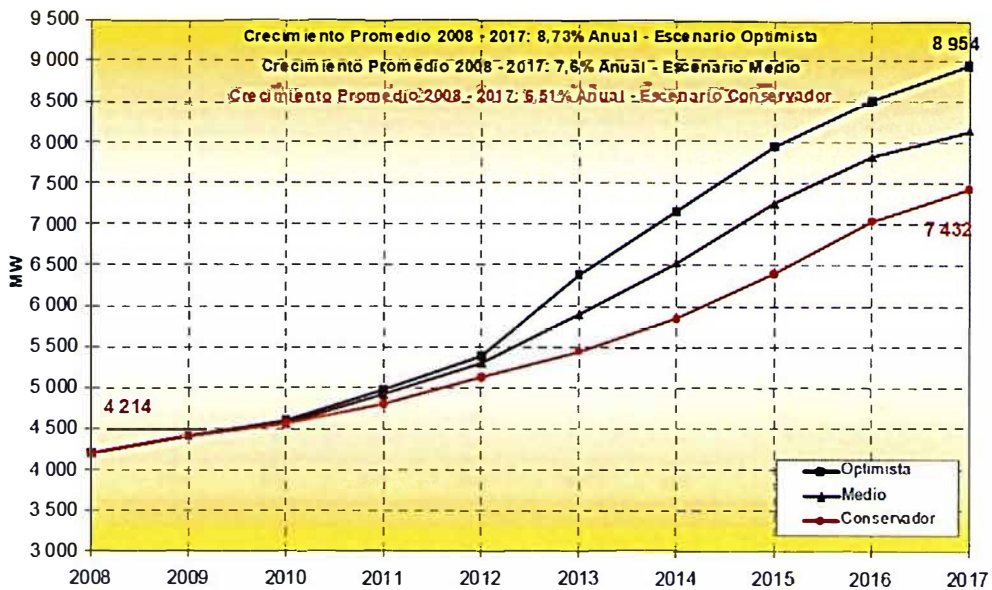


Figura 3.5 Proyección de Demanda Total de Potencia del SEIN 2008-2017 (Fuente: Plan Referencial de Electricidad 2008-2017. MINEM)

Para el Escenario Medio, las tasas promedio de crecimiento de la demanda en el horizonte de estudio son de 7.55% anual para la energía y 7.6% para la potencia, mientras que para el Escenario Optimista se tiene 8.71% anual para la energía y 8.73% anual para la potencia. Para el Escenario Conservador estas tasas son 6.36% para la energía y 6.515% para la potencia.

Una parte importante del crecimiento de la demanda se explica por los grandes proyectos mineros e industriales, cuya proyección de demanda de potencia se muestra en la figura 3.6, y que va, al final del período, desde 1200 MW, en el Escenario Conservador, a 2500 MW en el Escenario Optimista.



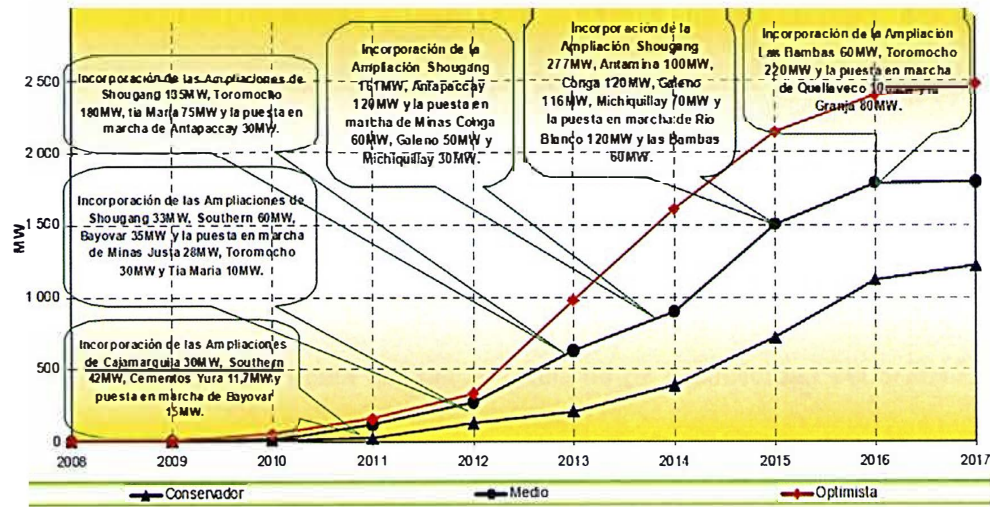


Figura 3.6 Estimaciones de los requerimientos de Potencia de los Grandes Proyectos 2008-2017 (Fuente: Plan Referencial de Electricidad 2008-2017. MINEM)

### 3.1.3 Oferta

Para el análisis de la Oferta se considera la Estadística de Operaciones del COES del 2011 por ser la fuente actualizada disponible.

En la tabla 3.1 se muestra la potencia efectiva por tipo de generación instalada a diciembre 2011.

ÁREA	Tipo (MW)		
	HIDRÁULICA	TÉRMICA	TOTAL
NORTE	448,1	277,0	725,1
CENTRO	2 234,2	2 616,5	4 850,7
SUR	427,2	441,4	868,6
<b>TOTAL COES</b>	<b>3 109,5</b>	<b>3 334,9</b>	<b>6 444,4</b>

Tabla 3.1 Potencia Efectiva por tipo de Generación en el COES a diciembre 2011 (Fuente: Estadística de Operaciones del 2011 del COES)

Al 31 de Diciembre del año 2011 la potencia efectiva por tipo de generación alcanzó 6 444,4 MW cifra que disminuyó a la registrada en el año 2010 cuyo valor fue de 6 463,4 MW. Dicha disminución se debe a la salida de

operación comercial de las cuatro unidades Wartsila de la C.T. Yarinacocha (62,13 MW) y los Motores Diesel de las centrales térmicas C.T. Sullana (6,45 MW) y C.T. Paita (3,72 MW). Por otro lado, se ha incorporado al SEIN las centrales hidroeléctricas C.H. Purmacana con 2,3 MW, la unidad G2 de C.H. Pías (6,3 MW) y central térmica a biomasa C.T.B. Huaycoloro (3,21 MW).

Tomando en cuenta el Plan Referencial de Electricidad 2008-2017, la expansión de la Generación para el Escenario de Crecimiento de la Demanda Media (Escenario Base) se dará de acuerdo a lo indicado en la tabla 3.2:

Año	Central	Tipo	Zona del SEIN	Capacidad MW
2012	Machupicchu	Hidráulico	Sur	98
	TV1 Cierre de 2 TG Existentes a CC	Gas Natural	Centro	180
	TV2 Cierre de 2 TG Existentes a CC	Gas Natural	Centro	180
	Ciclo Combinado	Gas Natural	Centro	520
	TG1-GN Centro	Gas Natural	Centro	180
	Centrales Eólicas <sup>3</sup>	Eólico	Centro	50
2013	C. Hidráulicas de Licitaciones o Subastas <sup>2</sup>	Hidráulico	SEIN	580
	Ciclo Combinado - Norte	Gas Natural	Norte	520
	Ciclo Combinado - Sur	Gas Natural	Sur	520
	Centrales Eólicas <sup>3</sup>	Eólico	Norte	50
	Pequeñas Centrales Hidráulicas <sup>3</sup>	Hidráulico	SEIN	10
2014	C. Hidráulicas de Licitaciones o Subastas <sup>2</sup>	Hidráulico	SEIN	189
	Centrales Eólicas <sup>3</sup>	Eólico	Norte	50
	Pequeñas Centrales Hidráulicas <sup>3</sup>	Hidráulico	Norte	15
2015	C. Hidráulicas de Licitaciones o Subastas <sup>2</sup>	Hidráulico	SEIN	568
	Centrales Eólicas <sup>3</sup>	Eólico	Norte	50
	Centrales Geotérmicas <sup>3</sup>	Geotérmico	Sur	25
	Pequeñas Centrales Hidráulicas <sup>3</sup>	Hidráulico	SEIN	25
2016	C. Hidráulicas de Licitaciones o Subastas <sup>2</sup>	Hidráulico	SEIN	431
	Centrales Eólicas <sup>3</sup>	Eólico	Centro	100
	Centrales Geotérmicas <sup>3</sup>	Geotérmico	Sur	50
	Pequeñas Centrales Hidráulicas <sup>3</sup>	Hidráulico	SEIN	40
2017	C. Hidráulicas de Licitaciones o Subastas <sup>2</sup>	Hidráulico	SEIN	120
	Centrales Eólicas <sup>3</sup>	Eólico	Centro	100
	Centrales Geotérmicas <sup>3</sup>	Geotérmico	Sur	50
	Pequeñas Centrales Hidráulicas <sup>3</sup>	Hidráulico	SEIN	53

(1) No incrementa la potencia efectiva del SEIN

(2) Centrales que competirán en los procesos de Licitación y/o Subastas

(3) Centrales de Energía Renovable No Convencional: Eólicas, Geotérmicas y Pequeñas Centrales Hidráulicas

Tabla 3.2 Plan de Expansión de la Generación-Escenario Base (Fuente: Plan Referencial de Electricidad 2008-2017. MINEM)

### 3.1.4 Balance Oferta-Demanda

Para el análisis del balance de la oferta y demanda, se considera el escenario base del Plan Referencial de Electricidad 2008-2017. De acuerdo a lo indicado en la figura 3.5 (Demanda) y en las tablas 3.1 y 3.2 (Oferta), se tiene para el periodo 2012-2017:

Balance	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Demanda (MW)	-	5400	5900	6500	7250	7800	8100
Oferta Hidráulica	3109	3207	3797	4001	4594	5065	5238
Oferta Total (MW)	6444	7652	9332	9586	10254	10875	11198
Reserva	-	42%	58%	47%	41%	39%	38%

Tabla 3.3 Balance Oferta-Demanda SEIN Escenario Base

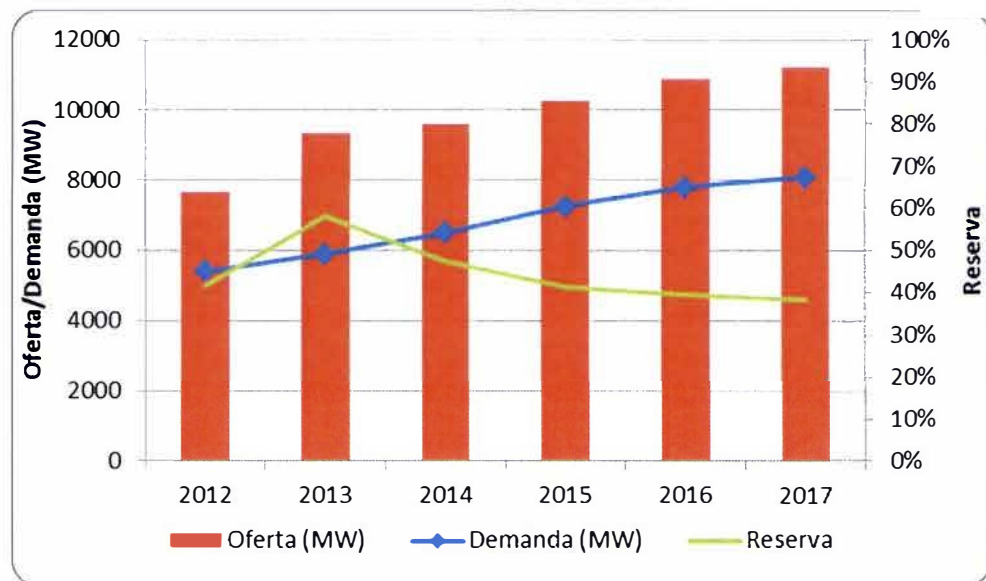


Figura 3.7 Balance Oferta-Demanda SEIN Escenario Base

El escenario para el proyecto tratado en esta tesis, será operar la minicentral hidroeléctrica en carga base. De acuerdo a lo indicado en la tabla 3.3 la oferta hidráulica para el periodo 2012-2017, será menor a la Demanda, esto quiere decir que la misma estará cubierta con la operación de tecnologías menos eficientes (térmicas) y por lo tanto la valorización del precio de

Generación en el mercado Spot será relativamente alta y beneficiará ampliamente a las generadoras hidráulicas.

## **3.2 HIDROLOGÍA**

En el presente capítulo se detallan los resultados obtenidos de los análisis con el propósito de definir los caudales disponibles, en correspondencia a la ubicación prevista para la toma de la minicentral.

### **3.1.1 Descripción de la cuenca**

El río Quitaracsa es uno de los principales afluentes de la margen derecha del río Santa al cual confluye en la zona de la localidad de Huallanca, aguas abajo de la descarga de la Central Hidroeléctrica Cañón del Pato, aproximadamente a 1400 msnm. En la parte alta de su cuenca se encuentran los nevados de la vertiente occidental de la Cordillera Blanca, con elevaciones cercanas a los 6000 msnm.

El río tiene un desarrollo corto y de fuerte pendiente. Su longitud es del orden de 47 km y drena una cuenca de 388,6 km<sup>2</sup>, correspondiendo 35 km<sup>2</sup> a áreas cubiertas por glaciares, de las que forman parte los nevados Pucahirca, Alpamayo, Milluacocha y Champará. Los nevados, en su proceso de deglaciación, han dado origen a la formación de lagunas que se ubican entre los 4200 y 4700 msnm, destacándose entre ellas las lagunas Safuna, Pucacocha, Quitaracsa y Milluacocha.

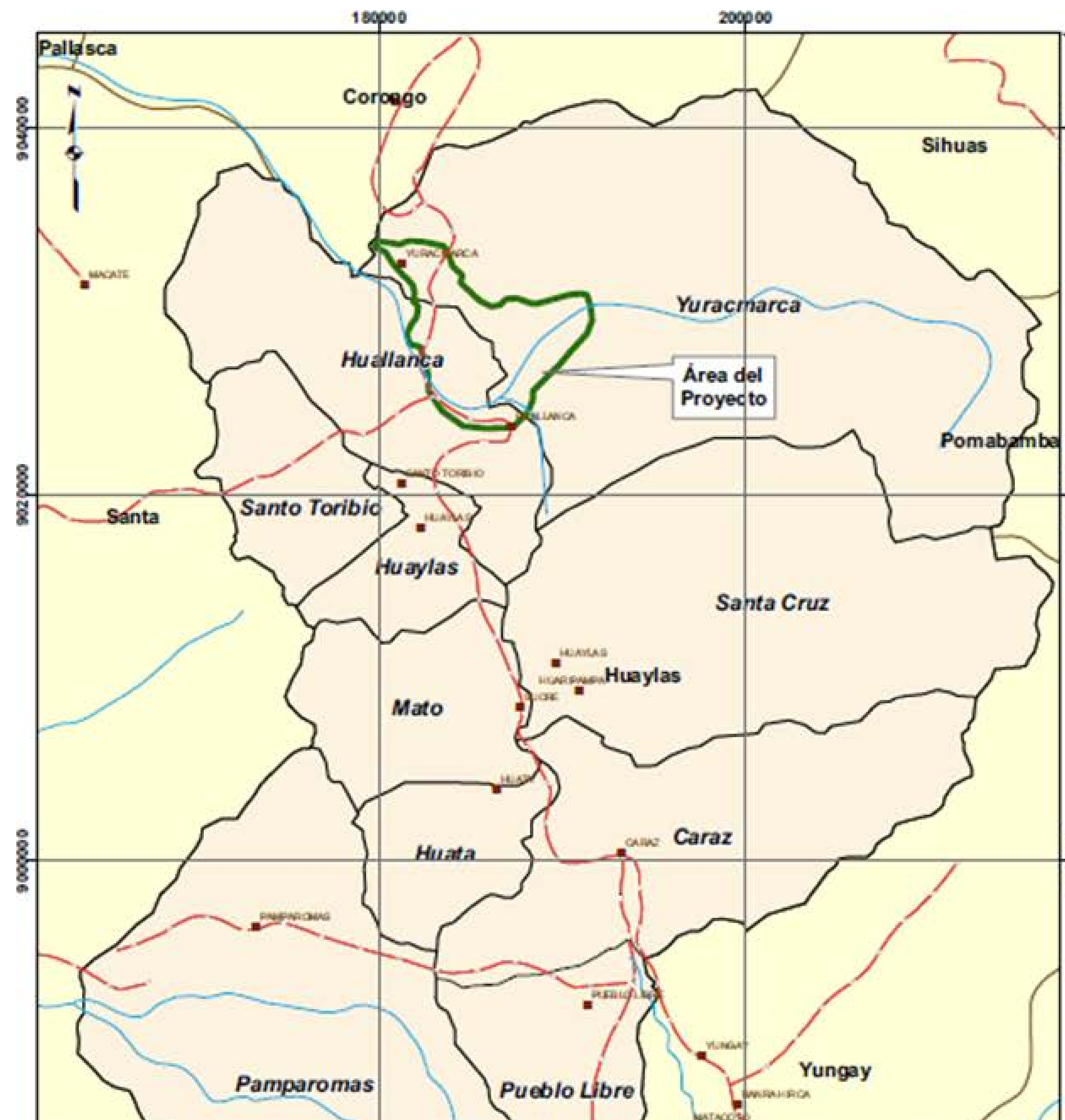
El río y sus afluentes presentan tres tramos de características bien definidos. El primer tramo de aproximadamente 14 km de longitud, ubicado entre los 6000 y 4200 msnm, se denomina Collota y discurre de Sur a Norte

drenando sub-cuencas con notables aportes de glaciares y lagunas de pequeño a regular tamaño.

El segundo tramo, de aproximadamente 19 km de longitud, se desarrolla entre los 4200 y 3350 msnm con dirección Este a Oeste, hasta Quitaracsa Pueblo. Hasta este tramo el río se denomina Collota. Hacia aguas abajo y hasta su confluencia con el río Santa, se denomina Quitaracsa.

El tercer tramo, de aproximadamente 14 km de longitud se desarrolla entre los 3350 y 1400 msnm, siguiendo el rumbo Nor-Este a Sur-Este, por un cañón estrecho y de difícil acceso, con taludes laterales casi verticales en su tramo final. La pendiente media de este tramo es de 12%. Por su morfología no se desarrolla en el área ninguna actividad agrícola o ganadera ni existen poblaciones o asentamientos humanos.

En la figura 3.1 se muestra la ubicación de la cuenca del Quitaracsa.



### 3.1.2 **Información Disponible**

La red hidrometeorológica existente en la cuenca del río Santa fue puesta en operación por la Corporación Peruana del Santa desde 1953. Esta red contó con 17 estaciones hidrométricas, 19 pluviométricas y 14 meteorológicas.

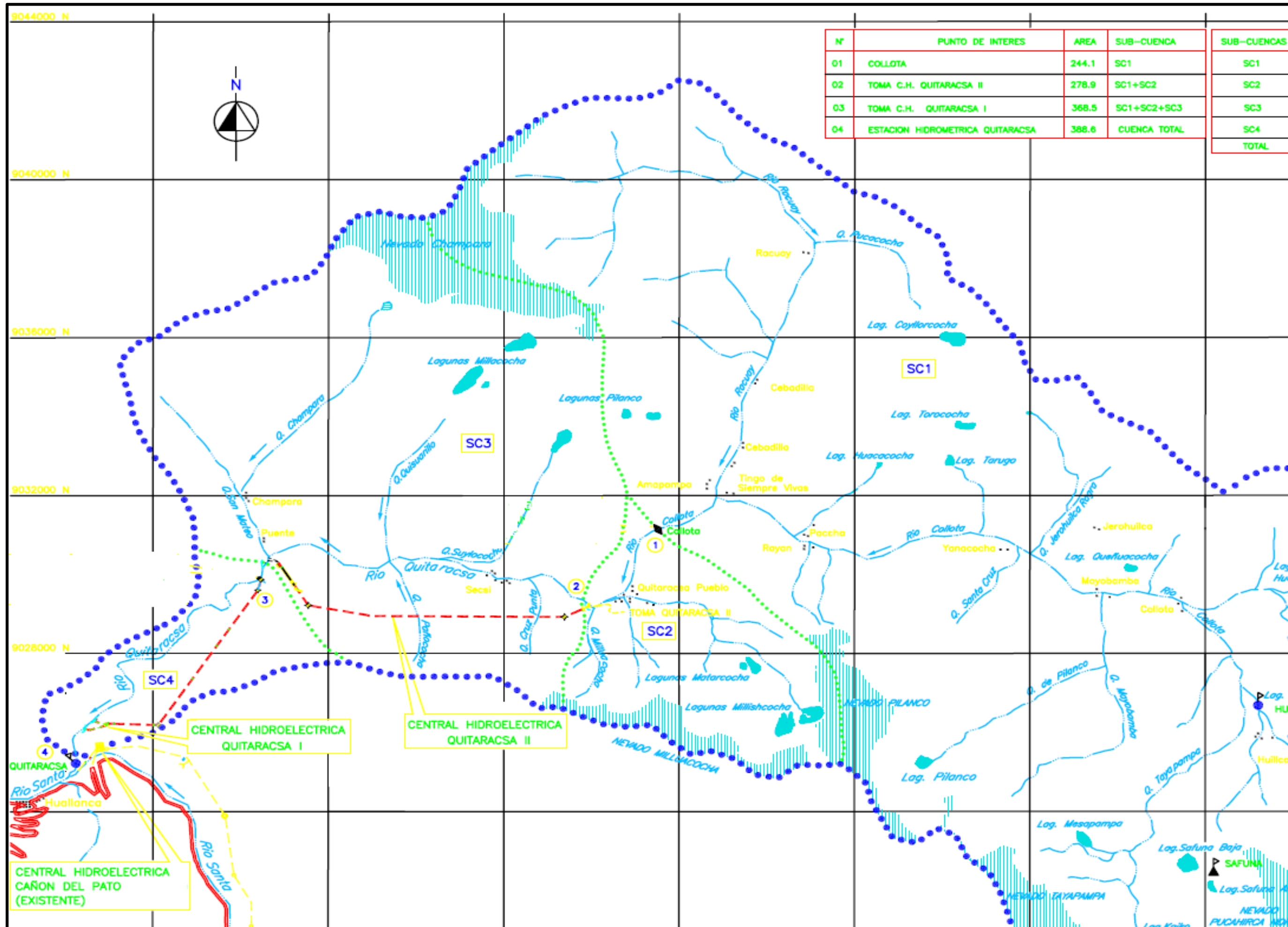
**Pluviometría.** La estación de Safuna, ubicada a 4275 msnm, registró el mayor promedio de precipitación en la cuenca del Santa (1560 mm/año). En el año 1976 los registros de esta estación fueron descontinuados, instalándose la estación de Huilca a 3965 msnm. En esta estación las precipitaciones registradas alcanzaron un promedio anual sensiblemente menor (800 mm/año). El análisis de precipitaciones estará basado en el estudio elaborado por SWS para la cuenca del Quitaracsa, el mismo que utiliza los datos conformados por 10 estaciones pluviométricas. Las principales fuentes fueron el Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología (SENAMHI), la base de datos de la empresa Duke Energy y datos reportados en los Informes Anuales de Actualización Hidrológica de Duke Energy (reportados al COES).

**Escorrentía.** Sobre el río Quitaracsa se encuentran instaladas dos estaciones hidrométricas al inicio y fin de la cuenca: Quitaracsa, considerada como la más importante en este río, se ubica a 1480 msnm cerca a la desembocadura al río Santa y próxima a la Central Hidroeléctrica Cañón del Pato. Esta estación controla 388,6 km<sup>2</sup> de cuenca y cuenta con registros desde el año 1953. El valor medio de las series registradas es de 10,65 m<sup>3</sup>/s.

Huillca, ubicada en la cabecera de la cuenca a 3925 msnm, controla 58,6 km<sup>2</sup> de cuenca y tiene registros desde 1977 hasta 1987.

La delimitación de la cuenca y subcuencas drenadas hasta los puntos de interés, así como la ubicación de las estaciones hidrométricas y pluviométricas utilizadas se muestran en la figura 3.2. La subcuenca a analizar para el desarrollo de la minicentral se encuentra en la zona denominada SC2, que de acuerdo a lo indicado posee una extensión de 34,8 km<sup>2</sup>.





Nº	PUNTO DE INTERES	AREA	SUB-CUENCA	SUB-CUENCAS
01	COLLOTA	244.1	SC1	SC1
02	TOMA C.H. QUITARACSA II	278.9	SC1+SC2	SC2
03	TOMA C.H. QUITARACSA I	368.5	SC1+SC2+SC3	SC3
04	ESTACION HIDROMETRICA QUITARACSA	388.6	CUENCA TOTAL	SC4
				TOTAL

### 3.1.3 Precipitaciones

La precipitación media anual en la cuenca Quitaracsa y en el área del Proyecto, fue determinada tomando como base los datos de precipitación media anual de las siguientes estaciones pluviométricas: Safuna, Chancos, Paron1, Paron2, Cullicocha e Hidroeléctrica, estas 6 estaciones fueron seleccionadas porque se encuentran dentro de la zona “Cordillera Blanca Norte y Centro”. Los datos de estas estaciones se analizaron y correlacionaron estadísticamente para estimar la precipitación media anual (PMA), para cualquier punto dentro del área del Proyecto.

A continuación se mostrará los resultados obtenidos en el Estudio de Actualización Hidrológico de la cuenca del Quitaracsa hecho por SWS. Los promedios interanuales para cada estación, se presentan en la Tabla 3.1.

Estación	SAFUNA	CHANCOS	PARÓN 1	PARON 2	CULLICOCHA	HIDROELÉCTRICA
Período de registro disponible	1969-1975	1953-1999	1949-2008	2003-2007	2007-2008	1945-2009
No años registro	7	47	60	5	2	65
Altitud (msnm)	4275	2840	4185	4195	4261	1386
PMA (mm/año)	1602	540	782	751	1289	190.7

Tabla 3.1 Precipitación media anual en la cuenca del Quitaracsa (Fuente: Informe de Actualización Hidrológica de la cuenca del Quitaracsa. Schlumberger Water Services)

La regresión obtenida se muestra en la Figura 3.3 y la ecuación se presenta a continuación:

$$PMA(mm) = 0.341xAltura(msnm) - 342.57...(70)$$

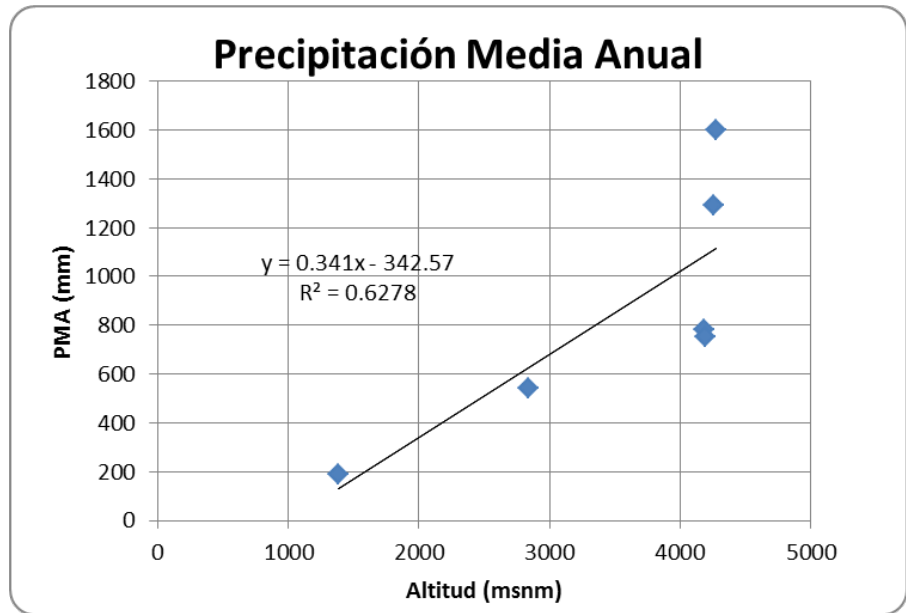
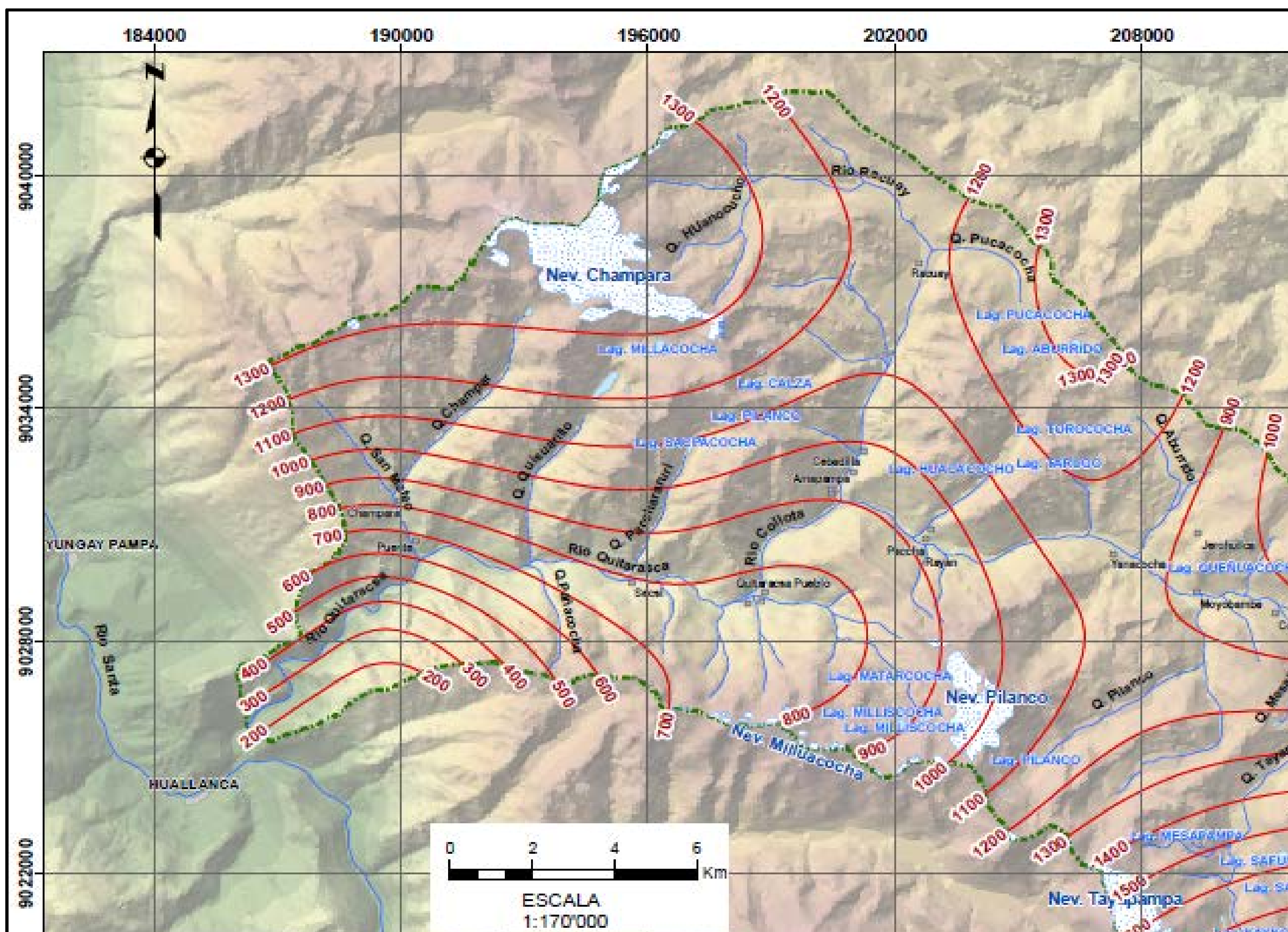


Figura 3.3 Precipitación media anual en la cuenca del Quitarcasa (Fuente: Informe de Actualización Hidrológica de la cuenca del Quitarcasa. Schlumberger Water Services)

Con la ecuación 70, se elaboró el mapa de isoyetas que se muestra en la figura 3.4.

Para la zona de toma de la minicentral, materia de esta tesis, ubicada a una altura aproximada de 3600 msnm, se tiene una PMA de 885 mm/año. También hay que tener en cuenta que la regresión tiene una pendiente de 0,341, lo que representa un incremento de precipitación de 34,1 mm por cada 100 m de altura.

Para las consideraciones de los periodos de lluvias (meses húmedos), se presenta la figura 3.5, que muestra las precipitaciones mensuales en la estación Safuna. Se observan periodos húmedos que van de octubre a abril.



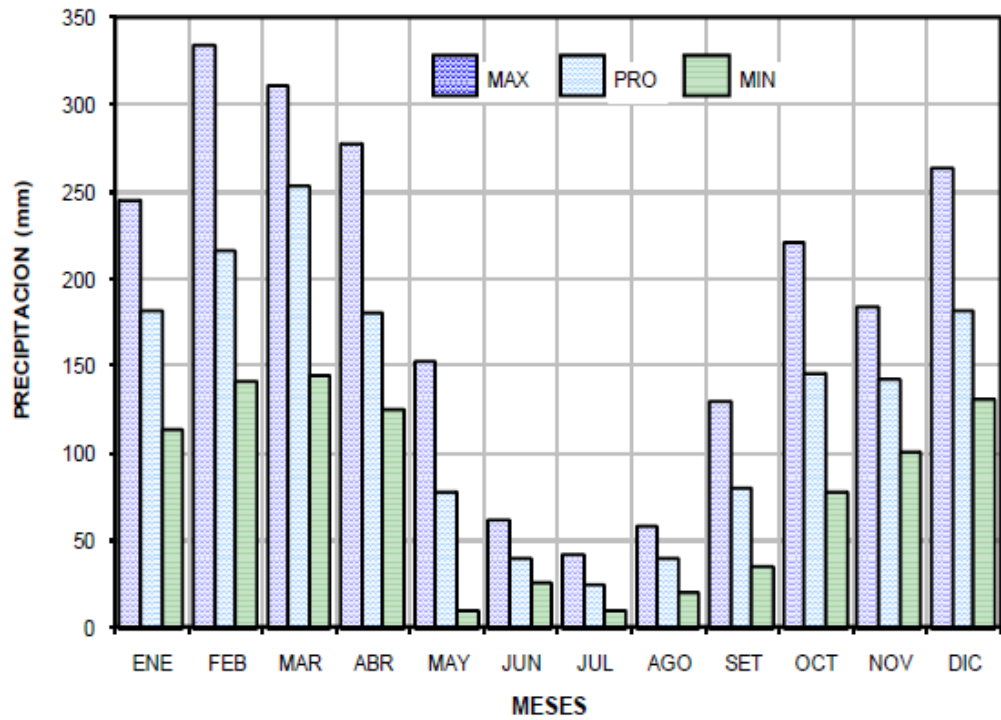


Figura 3.5 Precipitación mensual estación Safuna (Fuente: Informe de Proyecto Básico Quitaracsa 1. Tractebel Engineering)

### 3.1.4 Escorrentía

Para el análisis de escorrentía mensual y anual se presentan a continuación los datos disponibles para los puntos de interés indicados anteriormente en la figura 3.2:





SECCION COLLOTA													
CAUDALES GENERADOS (m³/s)													
ELEV.	: 3288 msnm						AREA DE CUENCA:	244.1 km²					
FUENTE	EPERU						RENDIMIENTO:	27.5 l/s/km²					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1953	7.16	15.22	9.94	10.84	5.04	3.38	2.06	2.86	3.53	4.31	7.64	10.29	6.86
1954	14.36	10.14	13.01	9.35	7.02	4.56	3.68	3.25	4.01	7.02	6.59	6.41	7.45
1955	8.40	16.39	15.15	9.04	7.49	4.98	3.59	3.33	3.94	4.98	4.92	6.82	7.42
1956	7.84	13.83	16.03	10.33	6.28	4.72	3.95	3.88	3.91	6.20	5.75	5.10	7.32
1957	5.59	10.63	8.90	9.27	6.33	4.09	2.95	3.13	3.45	5.40	7.33	7.04	6.18
1958	9.23	7.14	13.17	9.56	7.59	5.02	4.17	4.06	4.16	6.11	4.98	6.46	6.80
1959	6.70	13.19	12.33	11.31	5.65	4.07	3.12	3.12	3.14	4.93	4.57	7.81	6.66
1960	8.82	12.15	13.17	9.24	5.90	4.88	3.28	3.38	3.86	4.14	5.80	6.06	6.72
1961	13.77	10.09	16.42	12.10	7.25	5.31	3.49	3.22	3.23	3.66	6.84	7.68	7.76
1962	12.49	16.40	19.07	11.81	5.59	4.47	3.98	3.96	3.80	4.07	5.48	5.33	8.04
1963	7.59	9.15	20.44	12.15	5.67	4.14	3.17	3.18	3.28	4.00	6.04	8.34	7.26
1964	9.51	12.06	12.39	11.80	6.72	4.63	3.97	3.60	3.37	5.13	6.44	4.64	7.02
1965	5.24	9.36	13.17	9.24	5.77	3.65	3.00	2.82	4.09	6.49	5.93	9.53	6.52
1966	12.22	12.80	8.61	8.41	6.72	4.71	4.33	4.01	4.00	5.37	6.71	6.14	7.00
1967	12.01	19.64	17.23	8.79	5.19	3.85	3.05	2.67	2.99	8.91	5.12	4.49	7.83
1968	8.56	7.43	8.05	6.04	3.84	3.49	2.83	2.77	3.18	5.45	5.40	4.74	5.15
1969	4.33	7.78	15.62	13.40	5.80	4.70	3.66	3.60	3.41	4.81	5.60	8.77	6.79
1970	13.24	10.45	9.70	11.37	5.77	4.56	3.55	3.55	3.61	3.56	7.89	8.22	7.12
1971	13.19	11.03	11.43	8.20	5.37	4.52	3.69	3.21	3.27	4.19	4.77	8.70	6.80
1972	7.72	9.58	10.62	12.52	5.38	4.60	3.33	2.83	3.01	4.66	7.15	5.55	6.41
1973	9.07	12.46	15.77	13.99	7.46	6.18	5.06	3.64	4.14	6.86	7.89	7.96	8.37
1974	11.31	21.89	15.64	10.80	6.38	5.41	4.75	4.55	3.88	4.94	4.83	6.82	8.43
1975	11.54	10.93	16.43	11.18	8.27	4.54	3.38	3.42	4.28	5.77	5.29	4.66	7.47
1976	8.83	8.21	10.34	7.73	4.47	3.63	3.12	2.89	2.95	3.55	3.78	3.89	5.28
1977	8.44	13.28	11.25	7.64	5.33	4.05	3.15	3.39	3.25	3.90	5.43	4.95	6.17
1978	4.76	7.65	7.45	5.30	4.00	3.59	3.12	3.51	4.12	3.76	4.64	5.58	4.79
1979	4.98	9.26	16.51	7.45	5.07	3.95	3.61	3.46	3.49	3.84	5.21	5.20	6.00
1980	5.86	5.92	6.76	6.39	4.28	4.09	3.13	3.35	3.92	5.53	5.90	7.94	5.26
1981	6.96	15.40	11.91	7.23	4.36	3.48	3.06	2.85	2.49	4.53	8.32	10.77	6.78
1982	8.75	10.43	8.63	8.78	5.19	3.71	3.04	3.04	3.23	5.78	6.69	8.82	6.34
1983	10.19	7.79	16.55	12.23	6.56	5.83	6.95	8.12	7.67	8.18	6.56	4.54	8.43
1984	7.09	13.98	10.43	9.12	8.09	7.43	5.04	3.84	3.78	5.43	4.60	4.90	6.98
1985	5.64	7.82	7.69	8.27	5.09	4.07	3.84	3.56	4.50	4.75	5.03	5.27	5.46
1986	8.91	8.90	9.02	11.26	5.18	3.58	2.61	2.33	3.03	3.74	5.88	6.86	5.94
1987	13.55	11.56	9.42	7.01	5.06	3.73	3.37	3.26	3.58	3.38	5.27	6.72	6.33
1988	12.37	12.97	8.84	10.74	6.55	4.37	3.82	3.65	3.77	5.75	6.41	5.29	7.04
1989	9.15	12.03	12.71	10.00	5.59	4.68	2.98	3.02	3.73	6.23	4.71	5.15	6.67
1990	5.86	7.47	7.06	5.27	4.18	4.37	3.38	2.94	2.89	5.29	6.07	6.04	5.07
1991	6.39	7.84	17.56	6.77	6.26	4.69	3.89	4.02	3.83	5.24	6.49	7.16	6.68
1992	6.04	6.38	10.06	7.46	6.15	4.43	3.70	3.47	3.55	6.19	4.75	4.88	5.59
1993	7.63	15.08	16.12	9.61	6.27	4.57	3.40	2.59	3.89	4.99	5.85	9.49	7.46
<b>MAX</b>	<b>14.36</b>	<b>21.89</b>	<b>20.44</b>	<b>13.99</b>	<b>8.27</b>	<b>7.43</b>	<b>6.95</b>	<b>8.12</b>	<b>7.67</b>	<b>8.91</b>	<b>8.32</b>	<b>10.77</b>	<b>8.43</b>
<b>PROM</b>	<b>8.81</b>	<b>11.26</b>	<b>12.45</b>	<b>9.49</b>	<b>5.86</b>	<b>4.46</b>	<b>3.59</b>	<b>3.45</b>	<b>3.69</b>	<b>5.15</b>	<b>5.87</b>	<b>6.61</b>	<b>6.72</b>
<b>MIN</b>	<b>4.33</b>	<b>5.92</b>	<b>6.76</b>	<b>5.27</b>	<b>3.84</b>	<b>3.38</b>	<b>2.06</b>	<b>2.33</b>	<b>2.49</b>	<b>3.38</b>	<b>3.78</b>	<b>3.89</b>	<b>4.79</b>

Tabla 3.4 Registros hidrométricos Sección Collota (Fuente: Estudio De Factibilidad Quitaraca 1. S&Z Consultores)

Con los datos de las tablas 3.3 y 3.4, para el periodo de 1953 a 1993, se puede aproximar el aporte de escorrentía de la sub cuenca de interés SC2 (sub cuenca de la minicentral en estudio), como la diferencia de las



escorrentías de las secciones de toma de Quitaracsa 2 y sección Collota. A

continuación se muestra los valores obtenidos:

APORTE SUB CUENCA SC2													
CAUDALES APROXIMADOS (m3/s)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1953	1.89	4.01	2.62	2.85	1.42	0.94	0.57	0.80	0.99	1.21	2.13	2.71	1.85
1954	3.78	2.68	3.43	2.46	1.97	1.27	1.03	0.91	1.12	1.97	1.85	1.69	2.01
1955	2.21	4.31	3.99	2.38	2.09	1.39	1.00	0.93	1.11	1.39	1.38	1.79	2.00
1956	2.06	3.64	4.22	2.72	1.76	1.32	1.10	1.09	1.09	1.73	1.61	1.35	1.97
1957	1.48	2.81	2.35	2.44	1.77	1.15	0.82	0.88	0.97	1.51	2.05	1.86	1.67
1958	2.43	1.89	3.47	2.52	2.12	1.40	1.17	1.14	1.17	1.71	1.39	1.70	1.84
1959	1.77	3.47	3.25	2.99	1.58	1.14	0.87	0.88	0.88	1.38	1.28	2.05	1.79
1960	2.32	3.20	3.47	2.43	1.65	1.36	0.91	0.95	1.08	1.16	1.63	1.60	1.81
1961	3.62	2.66	4.33	3.19	2.02	1.48	0.98	0.90	0.90	1.02	1.92	2.02	2.09
1962	3.29	4.32	5.02	3.12	1.56	1.25	1.11	1.11	1.06	1.14	1.53	1.40	2.16
1963	2.00	2.41	5.38	3.20	1.59	1.16	0.89	0.89	0.91	1.12	1.69	2.20	1.95
1964	2.50	3.18	3.27	3.11	1.88	1.30	1.11	1.01	0.94	1.43	1.81	1.23	1.90
1965	1.37	2.47	3.47	2.44	1.62	1.02	0.84	0.79	1.14	1.82	1.66	2.51	1.76
1966	3.22	3.37	2.27	2.22	1.88	1.32	1.21	1.12	1.12	1.51	1.88	1.61	1.89
1967	3.16	5.18	4.54	2.31	1.45	1.08	0.85	0.74	0.83	2.49	1.43	1.18	2.10
1968	2.26	1.96	2.12	1.59	1.07	0.98	0.79	0.77	0.90	1.52	1.51	1.25	1.39
1969	1.14	2.05	4.12	3.53	1.62	1.32	1.03	1.01	0.95	1.34	1.56	2.31	1.83
1970	3.49	2.76	2.55	2.99	1.61	1.27	0.99	0.99	1.01	0.99	2.20	2.16	1.92
1971	3.47	2.91	3.01	2.16	1.51	1.27	1.03	0.90	0.92	1.17	1.34	2.29	1.83
1972	2.04	2.53	2.79	3.30	1.51	1.28	0.93	0.79	0.84	1.30	2.00	1.46	1.73
1973	2.39	3.28	4.15	3.69	2.09	1.72	1.41	1.02	1.16	1.92	2.20	2.10	2.26
1974	2.99	5.77	4.12	2.84	1.79	1.52	1.32	1.27	1.09	1.38	1.35	1.80	2.27
1975	3.03	2.88	4.33	2.95	2.31	1.27	0.94	0.96	1.20	1.62	1.48	1.22	2.02
1976	2.33	2.16	2.73	2.04	1.25	1.02	0.87	0.80	0.83	1.00	1.05	1.02	1.42
1977	2.22	3.50	2.97	2.02	1.49	1.13	0.88	0.95	0.91	1.09	1.52	1.31	1.66
1978	1.26	2.02	1.97	1.39	1.12	1.00	1.37	0.48	1.16	1.05	1.30	1.46	1.30
1979	1.31	2.44	4.35	1.97	1.42	1.10	1.01	0.97	0.98	1.08	1.46	1.37	1.62
1980	1.54	1.55	1.78	1.69	1.20	1.14	0.88	0.93	1.09	1.55	1.65	2.09	1.42
1981	1.83	4.05	3.13	1.90	1.22	0.97	0.86	0.80	0.69	1.26	2.32	2.84	1.82
1982	2.31	2.75	2.28	2.32	1.46	1.03	0.84	0.85	0.90	1.62	1.87	2.32	1.71
1983	2.69	2.05	4.36	3.23	1.84	1.64	1.94	2.27	2.14	2.29	1.84	1.20	2.29
1984	1.87	3.68	2.74	2.41	2.27	2.08	1.42	1.07	1.05	1.52	1.28	1.29	1.89
1985	1.48	2.06	2.03	2.18	1.43	1.14	1.08	1.00	1.26	1.32	1.40	1.39	1.48
1986	2.35	2.36	2.37	2.97	1.45	1.00	0.73	0.65	0.85	1.04	1.64	1.81	1.60
1987	3.56	3.05	2.49	1.85	1.42	1.05	0.94	0.91	1.00	0.94	1.48	1.77	1.70
1988	3.26	3.41	2.33	2.83	1.83	1.22	1.07	1.02	1.05	1.61	1.80	1.40	1.90
1989	2.42	3.17	3.35	2.64	1.56	1.31	0.83	0.85	1.05	1.75	1.32	1.36	1.80
1990	1.54	1.96	1.86	1.39	1.17	1.23	0.94	0.82	0.81	1.48	1.70	1.59	1.37
1991	1.68	2.07	4.62	1.78	1.75	1.31	1.09	1.12	1.07	1.47	1.81	1.89	1.81
1992	1.59	1.68	2.65	1.96	1.71	1.25	1.04	0.97	1.00	1.73	1.32	1.28	1.52
1993	2.01	3.98	4.25	2.54	1.75	1.27	0.95	0.72	1.09	1.40	1.63	2.51	2.01
<b>MAX</b>	3.78	5.77	5.38	3.69	2.31	2.08	1.94	2.27	2.14	2.49	2.32	2.84	2.29
<b>PROM</b>	2.32	2.97	3.28	2.50	1.64	1.25	1.02	0.95	1.03	1.44	1.64	1.74	1.81
<b>MIN</b>	1.14	1.55	1.78	1.39	1.07	0.94	0.57	0.48	0.69	0.94	1.05	1.02	1.30

Tabla 3.5 Aproximación de escorrentía aportada por Sub Cuenca 2

Los datos promedios mensuales para las tablas 3.2, 3.3 y 3.4, se muestran a continuación en diagramas de barras:

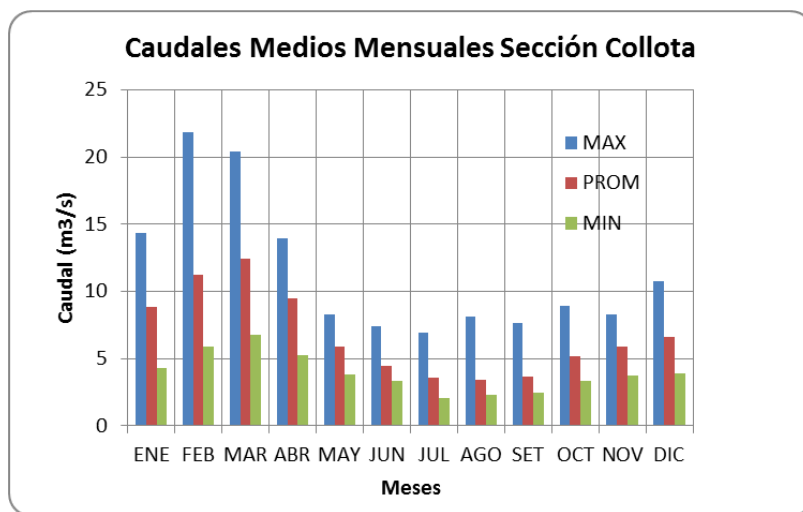
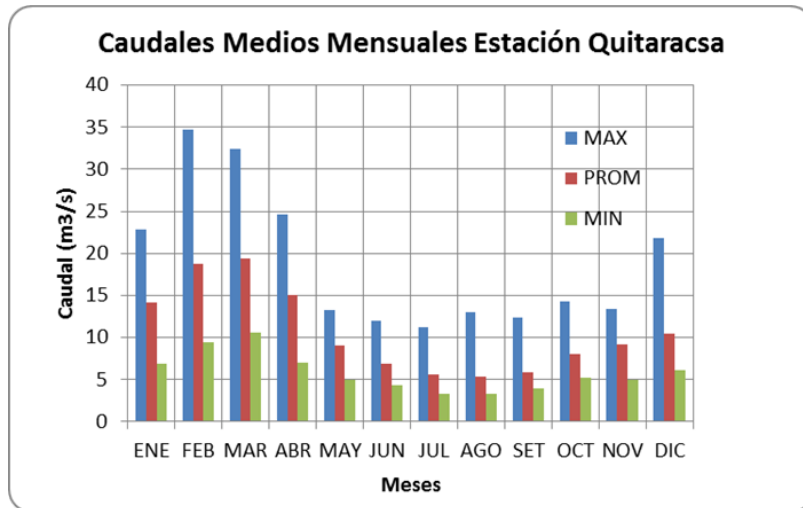
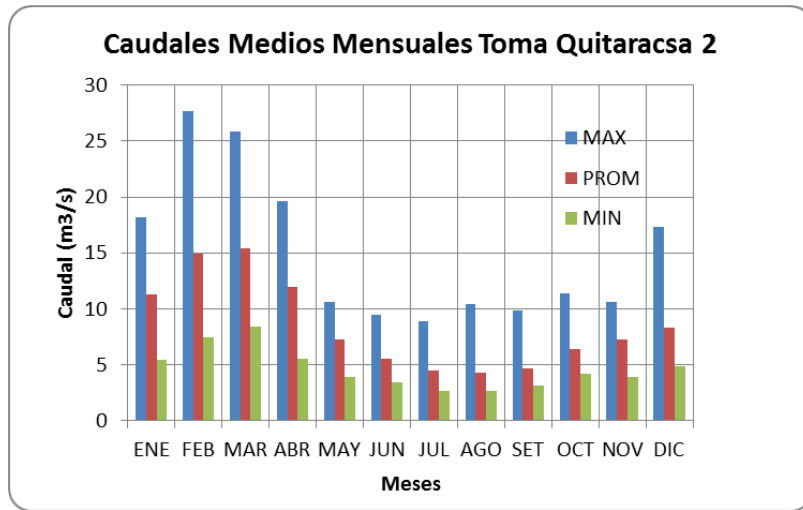


Figura 3.6 Caudales Medios Mensuales en puntos de interés en la Cuenca del Quitaracsa

El diagrama de barras para la SC2 es el siguiente:

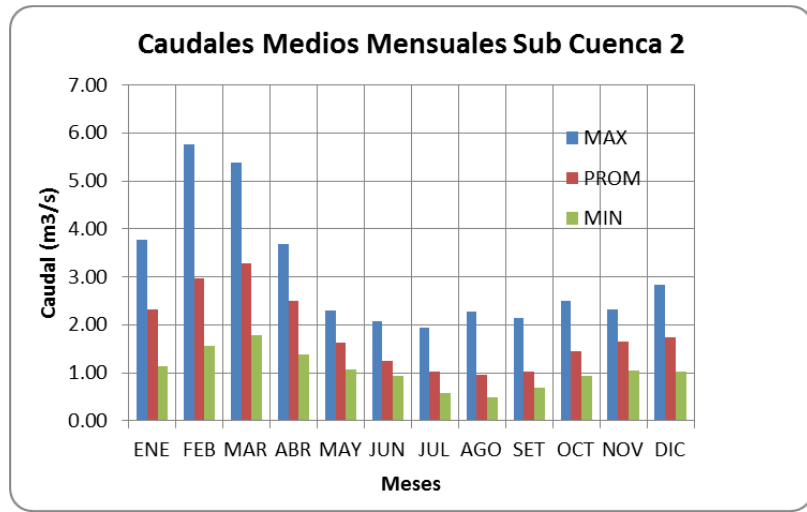


Figura 3.7 Caudales Medios Mensuales estimados para la SC 2

### 3.1.4.1 Curva de Duración Sub Cuenca 2

Con la información hidrológica aproximada mostrada en la tabla 3.5, se obtiene la siguiente estadística:

Caudal Máximo	5.77
Caudal Mínimo	0.48
Rango	5.29
Rango Intervalo	0.60

N° Intervalos	10
Cantidad de datos	492
Desviación Estándar	0.915
Media	1.815

Caudal (m³/s)	Promedio (m³/s)	Frecuencia Absoluta	Frecuencia Relativa	Frecuencia Relativa Acumulada %	Distribución Normal
[0.48-1.08]	0.78	109	22.15	100.00	0.2295
[1.08-1.68]	1.38	165	33.54	77.85	0.3889
[1.68-2.28]	1.98	96	19.51	44.31	0.4289
[2.28-2.88]	2.58	55	11.18	24.80	0.3079
[2.88-3.48]	3.18	37	7.52	13.62	0.1438
[3.48-4.08]	3.78	13	2.64	6.10	0.0437
[4.08-4.68]	4.38	13	2.64	3.46	0.0086
[4.68-5.28]	4.98	2	0.41	0.81	0.0011
[5.28-5.88]	5.58	2	0.41	0.41	0.0001

Tabla 3.6 Estadística para elaboración de la curva de duración SC2

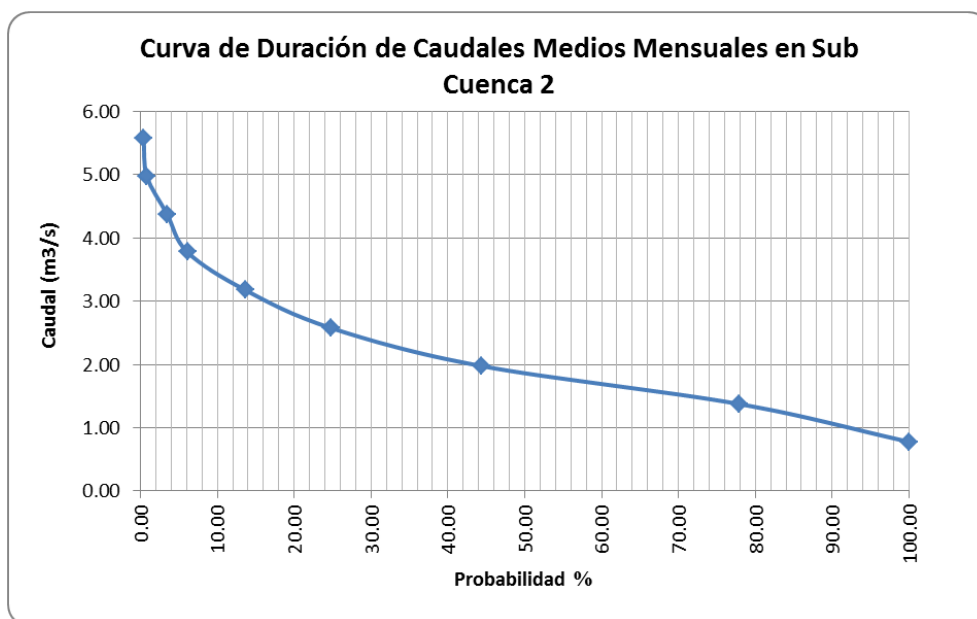


Figura 3.8 Curva de Duración de Caudales Medios Mensuales SC 2

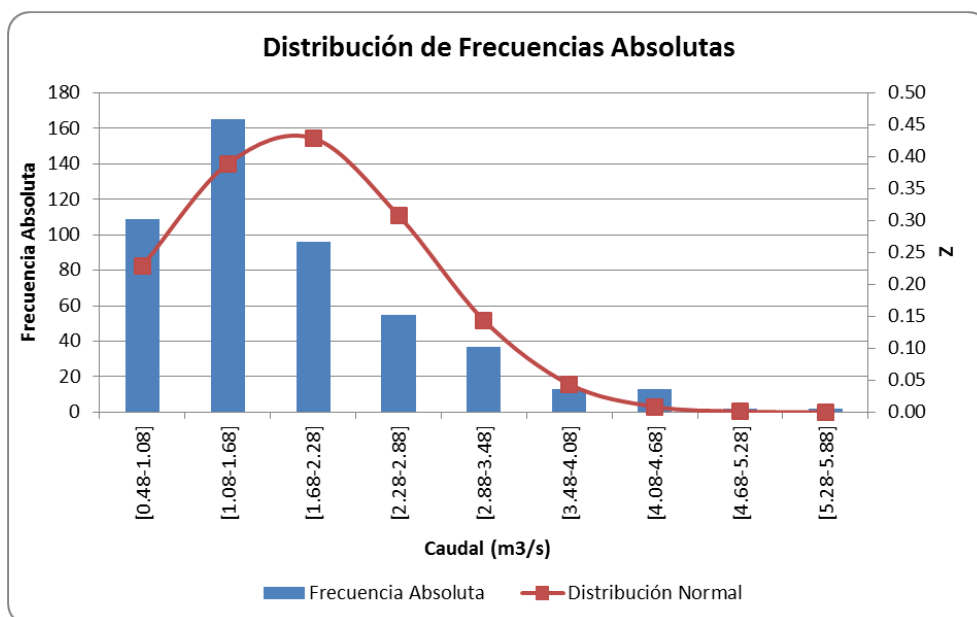


Figura 3.9 Distribución de datos de Caudales por frecuencias absolutas para la SC 2.

### 3.1.4.2 Análisis de avenidas en Sub Cuenca 2

Para realizar el dimensionamiento de las obras de toma de agua es necesario determinar los caudales máximos de diseño.

Se cuenta con información de los caudales máximos instantáneos anuales, medidos en la Estación Quitarcasa, los mismos que corresponden a todos los aportes a la cuenca del río.

En la siguiente tabla se muestra la información disponible:

ANO	MES	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	FUENTE
1954	ENE	39.09	CPS
1955	FEB	40.16	CPS
1956	MAR	42.22	CPS
1957	FEB	34.63	CPS
1970	ABR	39.28	EPE
1971	DIC	45.00	EPE
1972	ABR	39.16	EPE
1973	MAR	47.39	EPE
1974	FEB	72.56	EPE
1975	MAR	55.05	EPE
1976	MAR	41.68	EPE
1977	FEB	40.25	EPE
1978	FEB	20.73	EPE
1979	MAR	57.23	EPE
1980	ABR	22.66	EPE
1981	FEB	34.15	EPE
1982	FEB	26.98	EPE
1983	MAR	43.45	EPE
1984	FEB	26.17	EPE
1985	ABR	31.50	EPE
1986	FEB	35.68	EPE
1987	ENE	34.89	EPE
1988	ENE	36.56	EPE
1989	MAR	49.04	EPE
1990	OCT	19.82	EPE
1991	MAR	52.06	EPE
1992	MAR	21.98	EPE
1993	MAR	47.45	EPE

CPS: CORPORACION PERUANA DEL SANTA

EPE: ELECTROPERU

Tabla 3.7 Caudales Máximos Instantáneos en Estación Quitarcasa.

Para estimar los caudales anuales máximos instantáneos correspondientes a la Sub Cuenca 2, se correlacionó los datos de los caudales promedios mensuales de la Estación Quitarcasa mostrados en la tabla 3.2 con los datos aproximados para los caudales promedio mensuales de la Sub Cuenca 2 mostrados en la tabla 3.5, obteniéndose el diagrama de dispersión y aproximación lineal que se muestra a continuación:

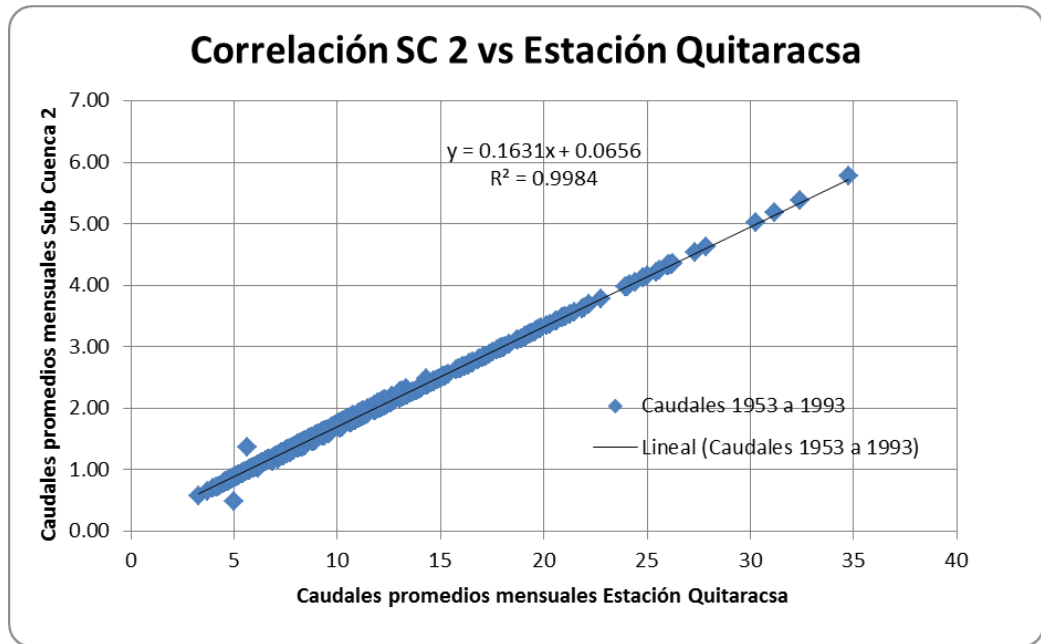


Figura 3.10 Correlación de datos Sub Cuenca 2 y Estación Quitaracsa

La ecuación de correlación obtenida es:

$$Q_{SC2} = 0.1631xQ_Q + 0.0656...(71)$$

Donde:

$Q_{SC2}$ : Caudal en Sub Cuenca 2 (m<sup>3</sup>/s).

$Q_Q$ : Caudal en Estación Quitaracsa (m<sup>3</sup>/s).

Haciendo uso de la ecuación 71 y de los datos mostrados en la tabla 3.7 (caudales máximos instantáneos de la estación Quitaracsa), se obtienen los caudales máximos instantáneos anuales para la Sub Cuenca 2:

AÑO	MES	ESTACION QUITARACSA CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	SUB CUENCA 2 $Q_{SC2}=0.1631xQ_{Q+0.0656}$ CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
1954	ENE	39.09	6.44
1955	FEB	40.16	6.61
1956	MAR	42.22	6.95
1957	FEB	34.63	5.71
1970	ABR	39.28	6.47
1971	DIC	45.00	7.40
1972	ABR	39.16	6.45
1973	MAR	47.39	7.79
1974	FEB	72.56	11.90
1975	MAR	55.05	9.04
1976	MAR	41.68	6.86
1977	FEB	40.25	6.63
1978	FEB	20.73	3.45
1979	MAR	57.23	9.40
1980	ABR	22.66	3.76
1981	FEB	34.15	5.63
1982	FEB	26.98	4.47
1983	MAR	43.45	7.15
1984	FEB	26.17	4.33
1985	ABR	31.50	5.20
1986	FEB	35.68	5.88
1987	ENE	34.89	5.76
1988	ENE	36.56	6.03
1989	MAR	49.04	8.06
1990	OCT	19.82	3.30
1991	MAR	52.06	8.56
1992	MAR	21.98	3.65
1993	MAR	47.45	7.80

Tabla 3.8 Caudales Máximos Instantáneos en Estación Quitaracsa

Para el análisis de máximas avenidas se utilizará la distribución de Gumbel, cuya metodología básica se muestra en el anexo 1.

De la tabla 3.8, y de la tabla de valores de  $Y_N$  y  $\sigma_N$  para la distribución de Gumbel indicada en el anexo 1, se tiene la siguiente estadística:

Periodo de Retorno (Años)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m <sup>3</sup> /s )	$\Phi$	$\Delta Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_d$ (m <sup>3</sup> /s)
10	9.59	0.90	2.02	11.62
20	10.82	0.95		12.85
50	12.45	0.98		14.47
100	13.68	0.99		15.70
200	14.91	1.00		16.93
500	16.54	1.00		18.56
1000	17.77	1.00		19.79
10000	21.85	1.00		23.88

 $Q_{m\acute{a}x}$ Caudal Máximo (m<sup>3</sup>/s) $Q_d$ Caudal Diseño (m<sup>3</sup>/s) $\Delta Q$ 

Intervalo de Confianza

Tabla 3.9 Caudales de Avenidas para la Sub Cuenca 2

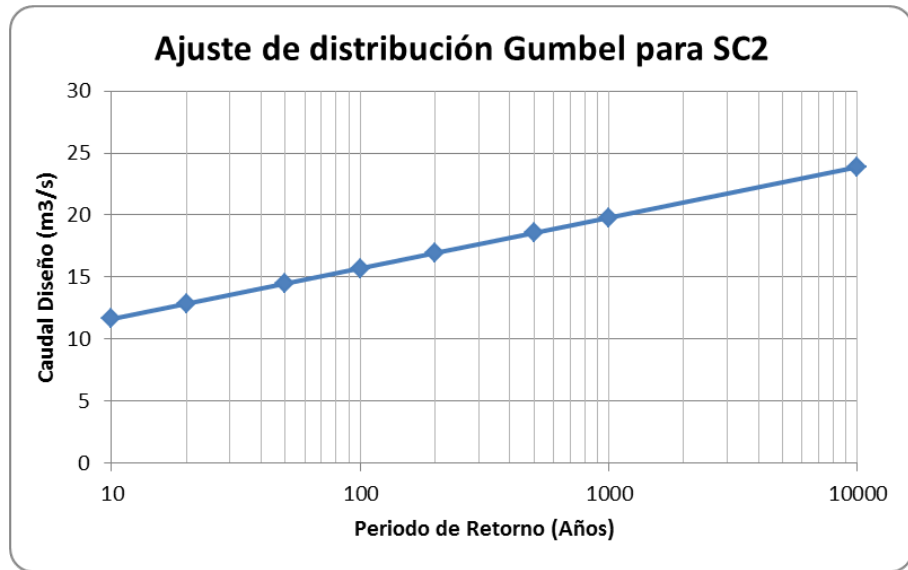


Figura 3.11 Distribución de caudales para diferentes periodos de retorno en la Sub Cuenca 2.

### **3.1.4.3 Transporte de Sedimentos.**

Las cuenca del río Quitaracsa presenta condiciones particulares, debido a que gran parte de la cuenca se desarrolla sobre los 3 000 msnm con características que definen un bajo aporte de sedimentos (las zonas que deberían generar el mayor aporte, se ubican bajo los 3 000 msnm). De otro lado de acuerdo a los estudios geológicos realizados, existen formaciones rocosas estables que propician que el arrastre sea muy reducido.

En la estación Quitaracsa al final del curso del río se realizaron controles diarios de arrastre de sólidos en suspensión durante el período<sup>5</sup> 1975-1977, la tabla 3.10 presenta estos registros diarios y la tabla 3.11 las concentraciones mínima, promedio y máxima mensual para dicho periodo.

<sup>5</sup> Estudio de Factibilidad S&Z Consultores.



Año: 1975								
DIA	C gr/l	Q m³/s	DIA	C gr/l	Q m³/s	DIA	C gr/l	Q m³/s
21-ene	0,0790	13,50	20-may	0,0163	14,50	07-ago	0,0529	5,10
23-ene	0,0730	9,90	22-may	0,0313	12,20	12-ago	0,0870	4,90
28-ene	0,0880	9,90	27-may	0,0120	9,60	14-ago	0,6970	4,90
30-ene	0,0730	9,10	29-may	0,0327	10,30	19-ago	0,0457	4,90
04-feb	0,0010	11,40	03-jun	0,0500	10,00	21-ago	0,0594	5,40
06-feb	0,0040	11,90	05-jun	0,1127	8,80	29-ago	0,0236	8,05
11-feb	0,0010	7,60	10-jun	0,0144	8,40	04-sep	0,0275	5,15
13-feb	0,0220	11,90	17-jun	0,0115	6,30	09-sep	0,0172	5,00
18-feb	0,0570	13,80	19-jun	0,7995	6,30	23-sep	0,1108	8,60
20-feb	0,0920	15,10	24-jun	0,2168	6,05	08-oct	0,1898	8,90
25-feb	0,0630	18,60	26-jun	0,2959	5,70	14-oct	0,1947	8,90
27-feb	0,5790	36,80	01-jul	0,3224	5,80	11-nov	0,0010	6,75
04-mar	0,0610	25,40	03-jul	0,1578	5,50	12-nov	0,0651	7,05
11-mar	0,0710	21,50	08-jul	0,2959	5,50	18-nov	0,0227	7,70
13-mar	0,0120	17,30	10-jul	0,7800	5,30	19-nov	0,0467	10,45
02-abr	0,0010	16,30	15-jul	0,2689	5,90	24-nov	0,0015	7,80
03-abr	0,0740	18,00	17-jul	0,0971	5,20	25-nov	0,0014	7,80
09-abr	0,0010	18,50	22-jul	0,0640	4,60	02-dic	0,0163	5,50
11-abr	0,0010	20,00	24-jul	0,0597	4,60	03-dic	0,0132	5,50
15-abr	0,0010	16,40	31-jul	0,0606	4,40			
06-may	0,0320	16,90	05-ago	0,0178	4,40			
Año: 1976								
DIA	C gr/l	Q m³/s	DIA	C gr/l	Q m³/s	DIA	C gr/l	Q m³/s
06-ene	0,0337	8,90	25-feb	0,1286	12,65	06-abr	0,0211	13,72
07-ene	0,0545	9,70	26-feb	0,1174	16,00	08-abr	0,0608	13,72
13-ene	0,0505	13,55	03-mar	0,1459	18,20	27-abr	0,0050	8,38
14-ene	0,2797	14,30	03-mar	0,2321	19,90	28-abr	0,0105	8,38
20-ene	0,4534	17,30	04-mar	0,1150	23,60	29-abr	0,0667	8,25
21-ene	0,6655	17,30	08-mar	0,0995	8,90	04-may	0,0053	6,84
04-feb	0,0682	9,55	09-mar	0,0475	8,60	05-may	0,0100	6,72
10-feb	0,2024	15,15	09-mar	0,0813	5,20	06-may	0,0097	6,48
12-feb	0,0686	11,35	18-mar	0,0015	7,90	12-may	0,0095	6,60
17-feb	0,0010	8,75	27-mar	0,0346	19,10	13-may	0,0047	5,64
18-feb	0,0024	7,90	25-mar	0,0400	23,40	18-may	0,0094	5,88
19-feb	0,0043	8,90	31-mar	0,2950	11,10	19-may	0,0124	6,36
24-feb	0,0262	11,90	01-abr	0,0196	14,10	21-may	0,0010	6,12
Año: 1977								
DIA	C gr/l	Q m³/s	DIA	C gr/l	Q m³/s	DIA	C gr/l	Q m³/s
04-ene	0,0460	9,75	11-feb	0,0730	20,30	10-mar	0,0310	16,60
05-ene	0,0290	9,30	12-feb	0,4010	31,00	11-mar	0,1120	18,70
06-ene	0,0060	9,60	13-feb	0,1190	27,50	15-mar	0,0550	17,34
11-ene	0,4210	18,00	16-feb	0,0980	19,60	16-mar	0,1440	21,00
12-ene	0,0550	13,34	17-feb	0,1430	16,50	17-mar	0,2620	23,00
13-ene	0,0050	11,90	18-feb	0,0580	16,27	18-mar	0,6000	32,44
18-ene	0,0330	16,00	23-feb	0,7460	44,10	22-mar	0,0220	14,63
19-ene	0,0400	16,27	24-feb	0,0530	26,88	23-mar	0,0010	14,13
20-ene	0,0010	12,77	01-mar	0,0080	15,90	24-mar	0,0260	14,02
25-ene	0,0520	14,20	02-mar	0,0150	14,70	25-mar	0,0430	16,52
26-ene	0,0600	15,00	03-mar	0,0320	15,50	29-mar	0,1130	21,56
27-ene	0,0820	14,50	04-mar	0,0520	17,77	30-mar	0,0760	15,53
28-ene	0,0460	13,53	08-mar	0,0150	14,67	31-mar	0,0170	13,20
10-feb	0,0380	16,30	09-mar	0,0390	15,50			

Tabla 3.10 Registro de concentraciones de sólidos en suspensión en estación

Quitaraca período 1975-1977

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
MIN.	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,012	0,060	0,018	0,017	0,190	0,001	0,013
MED.	0,119	0,122	0,091	0,024	0,014	0,214	0,234	0,140	0,052	0,192	0,023	0,015
MAX.	0,666	0,746	0,600	0,074	0,033	0,800	0,780	0,697	0,111	0,195	0,065	0,016

Tabla 3.11 Concentraciones (gr/l) mínima, promedio y máxima mensual en estación

Quitaracsa período 1975-1977

### 3.3 GEOLOGÍA

El Estudio Geológico, que se detallará a continuación, abarca las zonas del Proyecto Quitaracsa 1 y comprende los relevamientos geomorfológicos de la subcuenca del río Quitaracsa, en base a observaciones superficiales, complementadas con la interpretación de fotografías aéreas, análisis de sondeos e información pre-existente, así como excavación de calicatas. Por tanto, el presente item está basada en los datos del estudio de factibilidad preparado por S&Z Consultores para el proyecto Quitaracsa 1 y está complementado por el informe geológico-geotécnico preparado por Tractebel Engineering.

#### 3.2.1 Geomorfología

El área de estudio está caracterizada por una topografía muy variada y accidentada, cuyo principal rasgo geográfico es la Cordillera Blanca. La Cordillera Blanca sube abruptamente del flanco Nororiental del Valle del Río Santa a altitudes de más de 6000 metros. Al Este de la cordillera, su límite es una amplia puna, la cual se extiende con una altura promedio de cerca de 4000 m. Esta cordillera se caracteriza por la presencia de nevados, entre los que se destacan el Huascarán, Huandoy y Alpamayo. Igualmente es

característica la presencia de numerosas lagunas que se originan, principalmente, de los deshielos.

El río Santa y sus afluentes cortan ampliamente la superficie Puna. Aunque los valles principales podrían haberse profundizado hasta cierto punto por factores tectónicos, ellos son mayormente productos de erosión. En todos los valles de la región se reconoce en sección transversal, una parte alta, ancha y abierta, y una parte inferior encañonada, las cuales son denominadas Etapa Valle y Etapa Cañón, respectivamente.

La Etapa Valle del río Santa está asociada con las terrazas de erosión y terrazas de acumulación. Estas terrazas (gravas y conglomerados) son relativamente abundantes entre el río Santa y la cordillera Blanca al Norte de Yungay, a altitudes variables de 3000 a 3300 metros. La expresión típica de la Etapa Cañón está ubicada en el cañón Del Pato y el curso del río Santa, aguas abajo de Huallanca.

En esta región se reconocen dos principales glaciaciones, una Pleistocénica y otra Reciente.

La glaciación Pleistocénica afectó grandes áreas de la Cordillera Occidental, especialmente a las Cordilleras Blanca y Negra. En la Cordillera Blanca y sus alrededores, los efectos glaciares alcanzan su máximo desarrollo en cuanto a variedad y escala. En algunos valles, se encuentran lagunas llenando pequeñas cuencas erosionadas por los glaciares. Los valles glaciares más importantes de la Cordillera Blanca están asociados con fallas o zonas de fracturamiento. El material derivado de la Cordillera Blanca se depositó en los terrenos bajos adyacentes como morrenas y extensos mantos fluvio-

glaciares. Los mantos fluvio-glaciares están mayormente restringidos al pie de monte, entre la Cordillera Blanca y el río Santa, donde alcanzan un desarrollo extenso y consisten principalmente de gravas y arenas poco consolidadas.

En la figura 3.12 se muestra el mapa geomorfológico regional para la zona de interés.

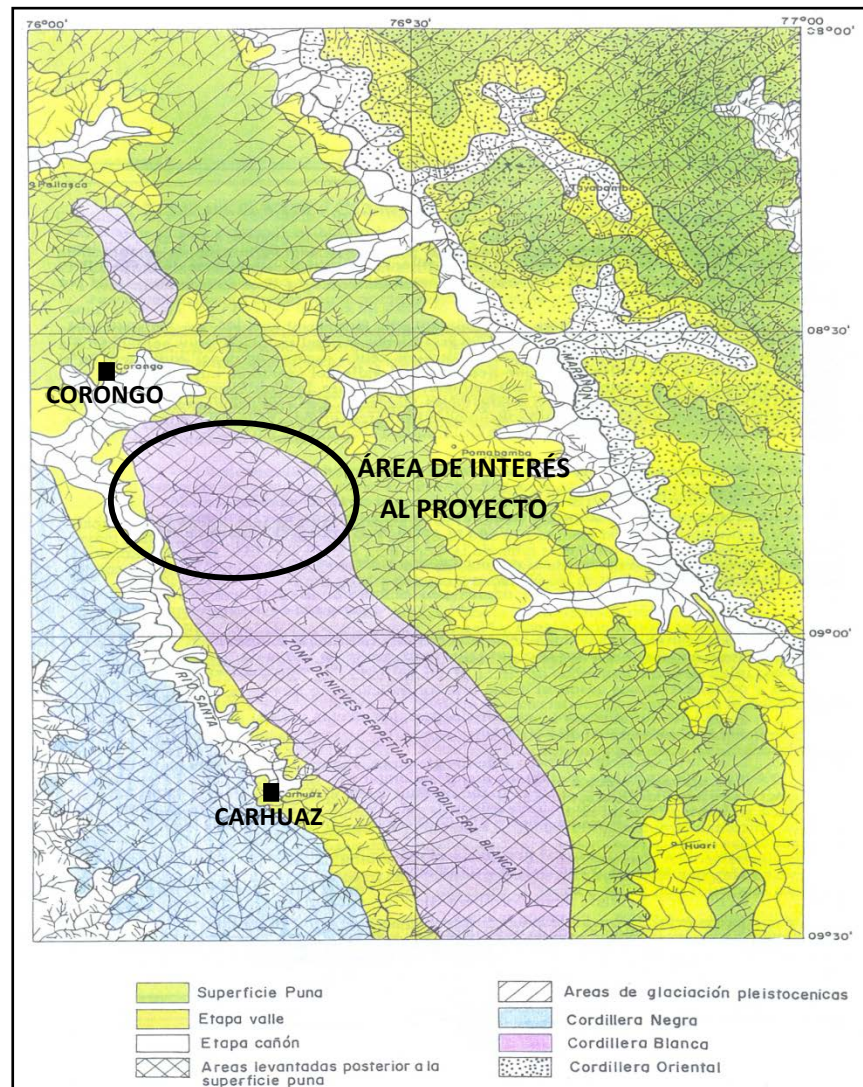


Figura 3.12 Mapa Geomorfológico Regional (Fuente: INGEMMET).

### 3.2.2 Caracterización De Riesgos Geodinámicos

**Deslizamientos:** Se caracterizan por la ruptura o desplazamiento de una pendiente abajo y hacia afuera, de pequeñas a grandes masas de suelos, rocas, rellenos artificiales o combinaciones de éstos en un talud natural o artificial.

Las causas más frecuentes en terrenos de fuertes pendiente son: pérdida de soporte de un talud natural, en la construcción de obras viales de irrigación, eléctricas o viviendas; sobresaturación del terreno por agua de lluvia; acción de movimientos sísmicos; desintegración gradual; intercalación de estratos competentes con incompetentes (por ejemplo, areniscas con lutitas, sirve las últimas como planos de deslizamiento) y la gravedad.

Las laderas del río Quitarcasa son de alta declividad (más que un  $55^\circ$ ) y por eso intrínsecamente vulnerables a deslizamientos de bloques de roca. La figura 3.13 muestra un ejemplo, ubicado en la margen derecha a unos 4 km aguas arriba del eje de la presa del proyecto Quitarcasa 1. Esta margen es la más susceptible a este fenómeno.



Figura 3.13 Deslizamientos en la margen derecha del río Quitarcasa.

Según INGEMMET, las medidas generalmente adoptadas para minimizar y controlar efectos de deslizamientos son: la estabilización de las laderas mediante forestación intensiva; construcción de banquetas en los taludes; cunetas de coronación; anclajes o pilotes; drenajes; contrafuertes; inyecciones de cemento y mejoramiento de la resistencia del terreno.

**Derrumbes:** Es la caída repentina de una porción de suelo o roca por pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, no presentando planos o superficies preferenciales de deslizamiento.

Las causas más comunes son la gravedad; socavamiento del pie de un talud inferior; modificación o corte de un talud natural; presencia de zonas de debilidad (fallas, fracturas etc.); infiltración de aguas de lluvia, que resultan el establecimiento de presión hidrostática; movimientos sísmicos; sobreuso o uso indebido de explosivos.

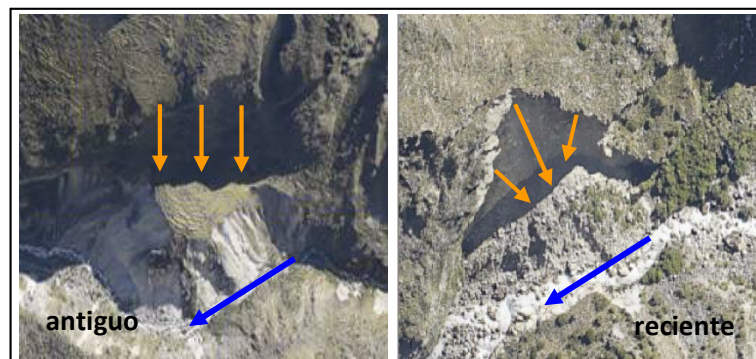


Figura 3.14 Derrumbe en la margen derecha del río Quitaraca.

Para minimizar o reducir sus efectos, las acciones más frecuentes son: forestación y reforestación de laderas; reducción de la pendiente de taludes para ángulos más adecuados; desquinche, peinados de talud; construcción de

banquetas o terrazas; muros de contención; zanjas de coronación y cunetas; hormigón lanzado; anclajes y drenajes.

**Huaycos:** Consisten de flujos rápidos o avenidas intempestivas de aguas turbias que arrastran a su paso materiales de diferentes tamaños, desde suelos finos hasta enormes bloques de roca, así como maleza, desplazándose a lo largo de un cauce definido, con desbordes laterales. En su parte terminal, se muestra un cono o abanico. Los huaycos son más probables en la margen derecha del río Quitaracsa.

**Erosión de laderas:** Este fenómeno es el conjunto de todos los procesos que ocasionan el desgaste y traslado de materiales de superficie (suelo o roca) por el continuo ataque de agentes erosivos, tales como agua de lluvias, escurrimiento superficial, vientos etc., que tienden a degradar la superficie natural del terreno. En los casos necesarios, las acciones preventivas más comunes son: la conservación del suelo mediante acciones forestales y plantación de gramíneas; canales de desviación; construcción de terrazas o andenes; trincheras anti erosivas; cinturones boscosos alrededor de cárcavas (zanjas); fajas marginales de vegetación; diques de contención; construcción de azudes de piedra, de gaviones y de fajinas.

**Desprendimiento de Rocas:** Son las caídas violentas de fragmentos rocosos de variados tamaños, en forma libre, saltos, rebote y rodamiento por pérdida de la cohesión. Ocurren en pendientes empinadas con afloramientos

rocosos muy fracturados y/o meteorizados, así como en taludes de suelos que contienen fragmentos rocosos o en bloques sueltos sobre las laderas.

La figura 3.15 muestra una ocurrencia antigua ubicada a 2 kilómetros del eje del río Quitarcasa.

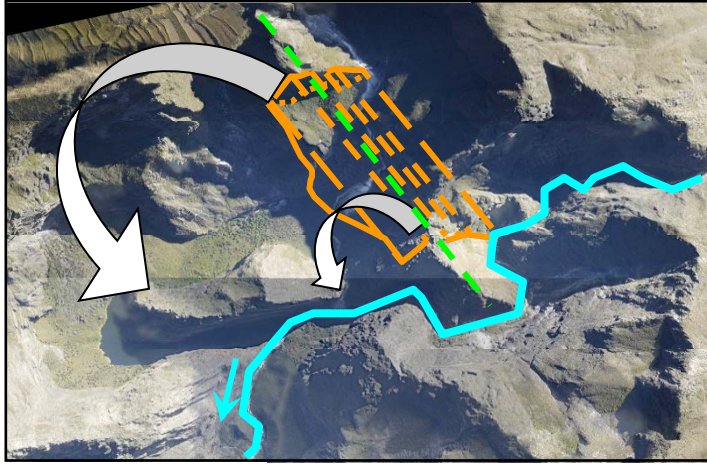


Figura 3.15 Desprendimiento de rocas en la margen derecha del río Quitarcasa.

Según INGEMMET, las acciones preventivas más utilizadas son: tratamiento de rocas inestables mediante la fijación in situ, con voladuras o desquinche sistemático; enmallados de alambre galvanizado; empernados; anclajes y muros de contención.

**Arenamiento:** Son traslados e invasiones de arena sobre la superficie terrestre y ribera litoral por la acción de vientos y corrientes marinas. Las causas son: ausencia de vegetación, superficie plana del terreno, dirección e intensidad de vientos y de la corriente marina.



El área del proyecto de la presente tesis está totalmente libre de este fenómeno, es citado solamente para diferenciarlo de su similar que se sucede en ambiente fluvial.

**Aluviones:** Son desplazamientos violentos de una gran masa de agua con mezcla de sedimentos de variada granulometría y bloques de roca de grandes dimensiones, que se movilizan a gran velocidad a través de quebradas o valles debido a la ruptura de diques naturales y/o artificiales o desembalse súbito por represamiento temporal de un río.

Las causas frecuentes son las intensas lluvias; ocurrencia de aludes o avalanchas sobre lagunas o ríos; ruptura de diques naturales (morrenas) o artificiales (presas); desembalse violento por represamiento debido a los deslizamientos o a los derrumbes en el cauce de un río y movimientos sísmicos.

**Hundimientos:** Son el descenso o movimiento vertical de una porción de suelo o roca debido a fenómenos de depresión de la napa freática, labores minerales o también debido a fenómenos de licuación de arenas o por una deficiente compactación diferencial.

Las causas comunes son: disolución de rocas calcáreas; circulación de aguas subterráneas; extracción de aguas subterráneas, petróleo y minerales; extracción o remoción del subsuelo; falta de sustentación en perforaciones mineras; excavación de túneles o cuevas artificiales y la presencia de cuevas naturales.

Se puede atenuar los efectos en áreas críticas localizadas mediante la construcción de diques de roca o estructuras en la parte baja de ambas márgenes de los valles, que sirvan de defensa.

**Reptación de suelos:** Son movimientos lentos, hasta casi imperceptibles, según la pendiente de una parte de la ladera natural que comprometen a una masa de suelo. El movimiento no es homogéneo y dentro de la masa se distinguen varios movimientos parciales. El desplazamiento vertical es de escasos centímetros y el horizontal, casi nulo, siendo esta la característica principal de la diferencia de un deslizamiento.

Las causas son: cambios climáticos que afectan a suelos superficiales de la ladera en forma de expansiones y contracciones térmicas por ciclos de humedecimiento y secado; infiltración de agua; acción de la gravedad y pérdida de soporte lateral.

**Aludes o avalanchas:** Son el desprendimiento violento de un frente glaciar, pendiente abajo, de una gran masa de nieve o hielo, acompañada en algunos casos, de fragmentos rocosos de diversos tamaños y materiales finos.

Las causas más frecuentes son: retroceso actual del frente glaciar; pronunciada pendiente del terreno por donde avanza el glaciar; sensibilidad del glaciar tropical a las bruscas variaciones de temperatura; fracturamientos profundos en el frente glaciar que no lo estabilizan, lo que provoca la caída repentina de grandes masas de hielo; explosiones artificiales; nevadas de gran intensidad; y sismos.

Las montañas más expuestas al desarrollo de avalanchas corresponden a aquellas cuyas pendientes varían entre 35 y 55 grados. La mayoría de las avalanchas ocurre en los nevados de la Cordillera Blanca, como la que se produjo en el pico norte del Nevado Huascarán, que provocó el aluvión que sepultó la ciudad de Yungay en mayo del 1970 uno de los más graves accidentes naturales de la reciente historia peruana.

Los estudios del INGEMMET confirman que el Departamento de Ancash es muy vulnerable a este fenómeno. Un examen más detallado revela que se trata de áreas cercanas a las ciudades de Huaraz y Recuay, a lo largo del río Santa, justo el tramo en que se sitúa Yungay.

**Lahares:** Son torrentes de lodo volcánico, que se componen de una mezcla de materiales finos y agua, que contiene a menudo una gran proporción de residuos más gruesos. La mayoría de los lahares son fríos, pero algunos son tan calientes que su temperatura se acerca a la de la ebullición del agua. Los lahares descienden por laderas de las montañas volcánicas con velocidades de hasta un 100 km/h.

Es conocido que la zona de actividad volcánica de Perú está en el sur del país, cerca de la frontera con Chile, por tanto se considera su inexistencia para la zona de estudio.

**Sismicidad:** Los elementos principales del régimen sismo tectónico peruano que afecta la cuenca del río Santa y sus afluentes entre ellos el río Quitaracsa son:

- La zona de subducción a lo largo de la costa oeste de Perú, donde la Placa Oceánica de Nazca, descendente, está siendo cubierta por la Placa Continental Sudamericana, y
- Las fallas tectónicas activas que afectan la Cordillera Blanca.

La Placa Continental Sudamericana crece de la cadena meso-atlántica avanzando hacia el Oeste a un ritmo de 2 a 3 cm/año y se encuentra con la Placa de Nazca en su extremo occidental. Esta, por su vez, crece de la cadena meso pacífica y avanza hacia el Este a una velocidad de 5 a 10 cm/año, subyaciendo por debajo de la anterior a un ritmo de 7 a 12 cm/año la Figura 3.16 ilustra este efecto.

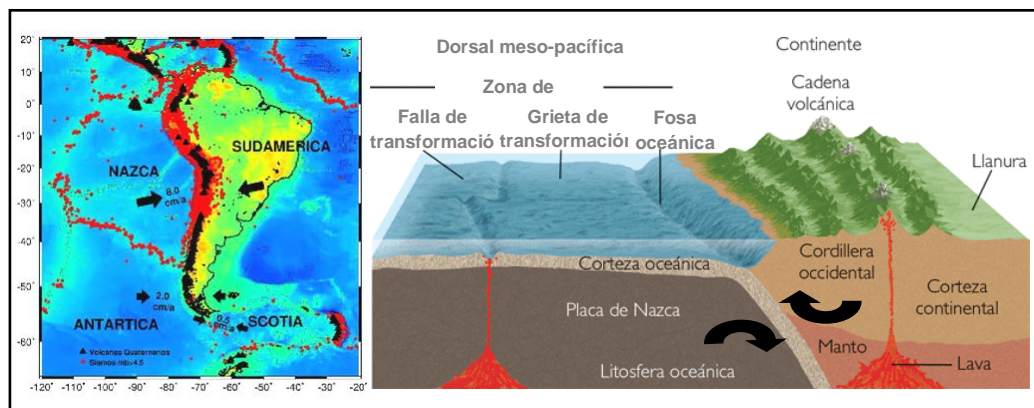


Figura 3.16 Interacción entre las placas de Nazca y Sudamericana.

Como resultado del encuentro de las dos placas y de la subducción de la de Nazca han sido formadas la Cadena Andina y la Fosa oceánica Perú-Chile, en diferentes etapas evolutivas, responsables por la mayor parte de actividad sísmica del continente.

La Cordillera de los Andes atraviesa el Departamento de Ancash ramificada en dos cadenas de montañas: la Cordillera Blanca y la Cordillera

Negra, corriendo paralelo entre ellas el río Santa. La presencia de varios tipos de rocas (intrusivas, volcánicas, sedimentarias y metamórficas), falladas y plegadas, son el testimonio del intenso dinamismo al que ha estado sometida la región.

La tabla 3.12 resume la ocurrencia de los fenómenos geodinámicos para la zona de estudio, arreglando en orden decreciente no sólo de probabilidad estimada de los diversos fenómenos geodinámicos descritos sino como también de su gravedad, indicado por medio de colores.

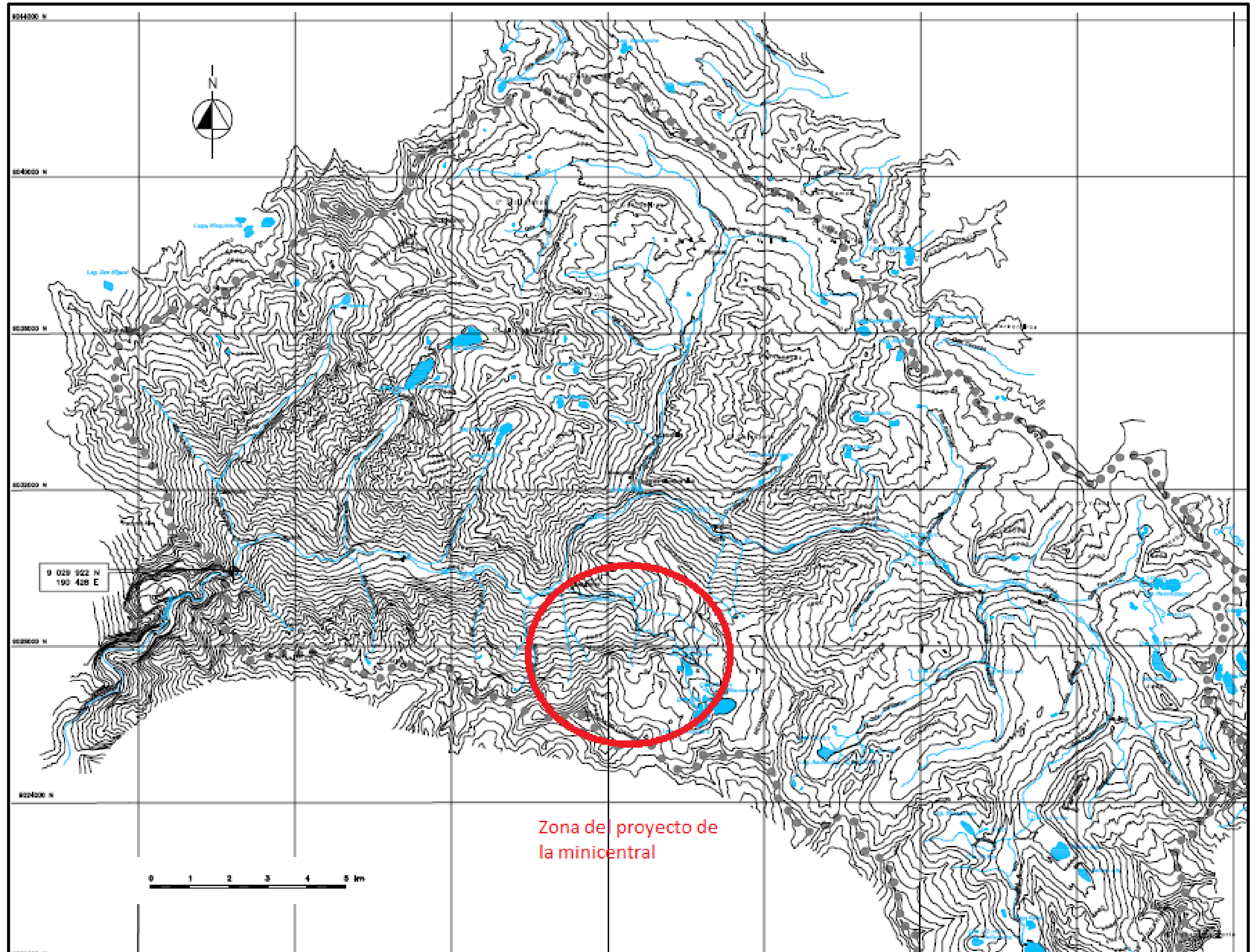
FENÓMENO	PROBABILIDAD (*)					
	MA	A	M	B	MB	N
Sismicidad						
Deslizamientos						
Derrumbes						
Desprendimiento de Rocas						
Erosión de Laderas						
Huaycos						
Aluviones						
Aludes o Avalanchas						
Erosión Fluvial						
Arenamiento						
Reptación de Suelos						
Hundimientos						
Lahares						

(\*) MA: muy alta; A: alta; M: mediana; B: baja; MB: muy baja; N: nula

Tabla 3.12 Probabilidades de ocurrencia de fenómenos geodinámicos en la zona de estudio del proyecto.

### 3.4 TOPOGRAFÍA

En el presente ítem se utilizará la información cartográfica del estudio de prefactibilidad de la Central Hidroeléctrica Quitaracsa I. Esta información aplicada al proyecto de tesis se resume en las figuras siguientes.



Zona del proyecto de la minicentral

La información cartográfica utilizada corresponde a la Carta Nacional a escala 1:100 000 elaborada por el IGN.

Este levantamiento fue elaborado con coordenadas absolutas PSAD 56, Proyección UTM Zona 18, y fue complementado con la información del plano a escala 1:10,000, Hojas Callejón de Huaylas-106 y 107 del Ministerio de Agricultura.

## CAPITULO 4

### INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO

#### 4.1 ESQUEMAS Y CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

La topología de la cuenca del río Quitaracsa quedará distribuida de acuerdo al esquema siguiente:

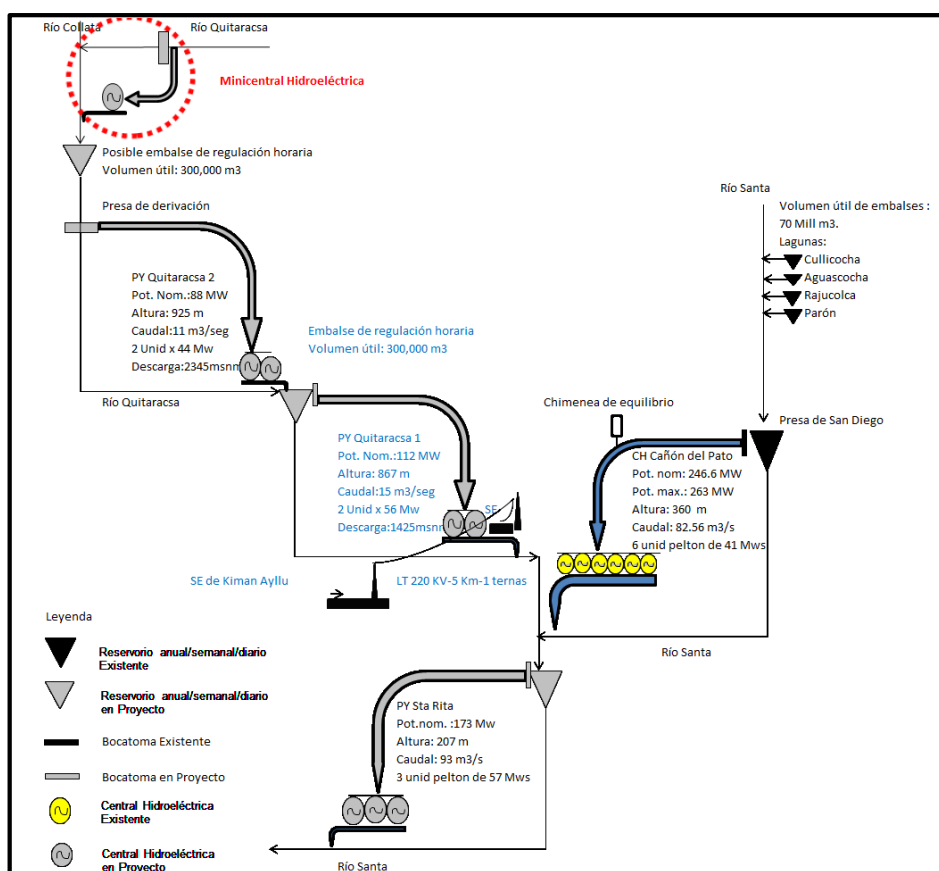


Figura 4.1 Diagrama topológico de la minicentral de estudio.



De acuerdo a la información topográfica mostrada en el capítulo 3 y al esquema de la instalación que se ilustra en la figura 4.2, la toma de agua estará ubicada en la cota 3551 m.s.n.m. y la cota de la llegada de la galería de aducción a la cámara de carga será de 3548.75 m.s.n.m, asumiendo para este diseño una pendiente del canal de aducción en 0.002. La cota de llegada aproximada a la casa de máquinas es 3297 m.s.n.m, el valor final será determinado después del dimensionamiento de la cámara de carga. Por lo tanto se tomará como caída bruta la diferencia de los niveles 3548.75 m.s.n.m y 3297 m.s.n.m es decir 251.75 m.

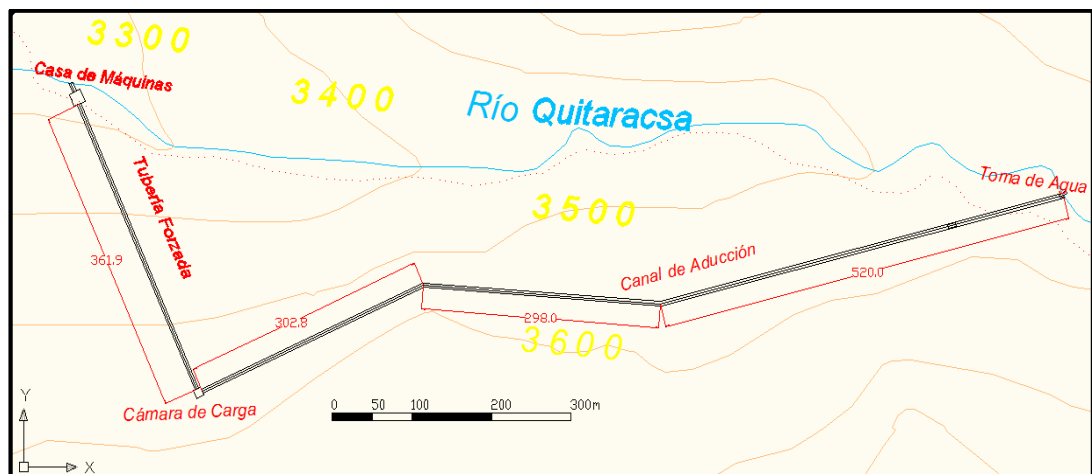


Figura 4.2 Layout de las instalaciones principales para la minicentral, todas las cotas están medidas en la vista de planta

El caudal a captar del río Quitarcasa en la Sub Cuenca 2 será el promedio anual histórico mostrado en la tabla 3.5 del capítulo 3, cuyo valor es de 1.81 m<sup>3</sup>/s. Para la estimación del caudal ecológico se utilizará la metodología del 10%, por ser un método conservador, por tanto el caudal ecológico será de 0.181 m<sup>3</sup>/s (10% de 1.81 m<sup>3</sup>/s).

El caudal de diseño para las obras de captación será la diferencia entre el caudal a captar y el caudal ecológico, cuyo valor es 1.629 m<sup>3</sup>/s.

## 4.2 DIMENSIONAMIENTO DE LOS COMPONENTES CIVILES Y ELECTROMECAÑICOS

### 4.2.1 Obras de Captación

#### Diseño del Azud

Para el diseño del azud se tomarán en cuenta los siguientes parámetros:  $Q_{1000} = 19.79 \frac{m^3}{s}$  (tabla 3.9), ancho de vertedero  $b = 6m$ , el vertedero será del tipo de pared gruesa, con un perfil tipo Creager, la velocidad de acercamiento al azud será iterada y se considerará un valor inicial de  $V_0 = 2.5 m/s$ .

La altura de carga en la cresta del vertedero se obtendrá de acuerdo a la ecuación 4 del capítulo 3, para el perfil Creager  $C_c = 0.75$ :

$$\frac{19.79}{6} = \frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times \left( \left( \frac{v_0^2}{2 \times 9.8} + h \right)^{3/2} - \left( \frac{v_0^2}{2 \times 9.8} \right)^{3/2} \right)$$

De donde se obtiene  $h = 1.08m$  y de acuerdo a la ecuación de flujo  $19.79 = 2.5 \times 6 \times h$ , obteniéndose  $h = 1.31m$ , realizando una segunda iteración para  $V_0 = 3.3m/s$ , se tiene que  $h = 0.994 m < > 1 m$ .

De acuerdo al anexo 2, el perfil del azud para  $h = 1m$  será:

X	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.7	2	2.5	3	3.5	4	4.5
Y	0.126	0.036	0.007	0	0.007	0.06	0.142	0.257	0.397	0.565	0.87	1.22	1.96	2.82	3.82	4.93	6.22

### **Bocatoma lateral**

La Bocatoma será dimensionada de acuerdo a la figura 2.4, siendo los parámetros:  $Q_d = 1.629 \frac{m^3}{s}$ ;  $Y1 = 3m$ ;  $H = 1m$ ;  $Z = 0.25m$ ;  $Y2 = 3.5m$ ;  $k = 0.88$ , entonces:  $hn = H - Z = 0.75m$ ;  $h = Y2 + hn = 4.25m$

La altura del azud será  $Ha = Y1 + H = 4m$

Para determinar el ancho efectivo de cresta se utilizará las ecuaciones 6, 8 y 5 respectivamente:

$$s = 1.05x \left( 1 + 0.2x \left( \frac{0.75}{3.5} \right) \right) x \left( \frac{0.25}{1} \right)^{1/3} = 0.6898$$

$$M = \left( 0.407 + \frac{0.045x1}{1+3} \right) x \left( 1 + 0.285x \left( \frac{1}{1+3} \right)^2 \right) x \sqrt{2x9.8} = 1.8856$$

$$1.629 = 0.88x0.6898x1.8856xbx1^{3/2} \rightarrow b = 1.42m$$

Los barrotes tendrán un ancho de 0.08m y estarán distanciados por 0.2m, entonces el número de barrotes será  $1.42/0.2-1=6$ , el ancho de toma será  $1.42+6x0.08=1.9m$

Siguiendo la misma metodología, se dimensionará el ancho de cresta y pendiente del desripador:  $hn' = 0.5m$ ;  $Y3 = 1.6m$ ;  $H' = 0.75m$

$$Z' = H' - hn' = 0.25m$$

$$s' = 1.05x \left( 1 + 0.2x \left( \frac{0.5}{1.6} \right) \right) x \left( \frac{0.25}{0.75} \right)^{1/3} = 0.7735$$

$$M' = \left( 0.407 + \frac{0.045x0.75}{0.75+3.5} \right) x \left( 1 + 0.285x \left( \frac{0.75}{0.75+3.5} \right)^2 \right) x \sqrt{2x9.8}$$

$$= 1.8542$$

$$1.629 = 0.7735x1.8542xbx0.75^{3/2} \rightarrow b = 1.75m$$

La compuerta de descarga será rectangular con las siguientes dimensiones: Altura=1.5m, Ancho=1.2m, la pendiente deberá ser tal que asegure una velocidad de evacuación de 5m/s, la superficie será del tipo hormigón enlucido por tanto el coeficiente de rugosidad será  $n=0.012$ .

$$\text{El radio hidráulico es } R = \frac{1.5 \times 1.2}{1.2 + 2 \times 1.5} = 0.4285 \text{ m}$$

$$\text{La pendiente será } j = \frac{4^2 \times 0.012^2}{4 \times 0.4285^3} = 0.011$$

En la figura 4.3 se muestra esquemáticamente el azud y bocatoma.

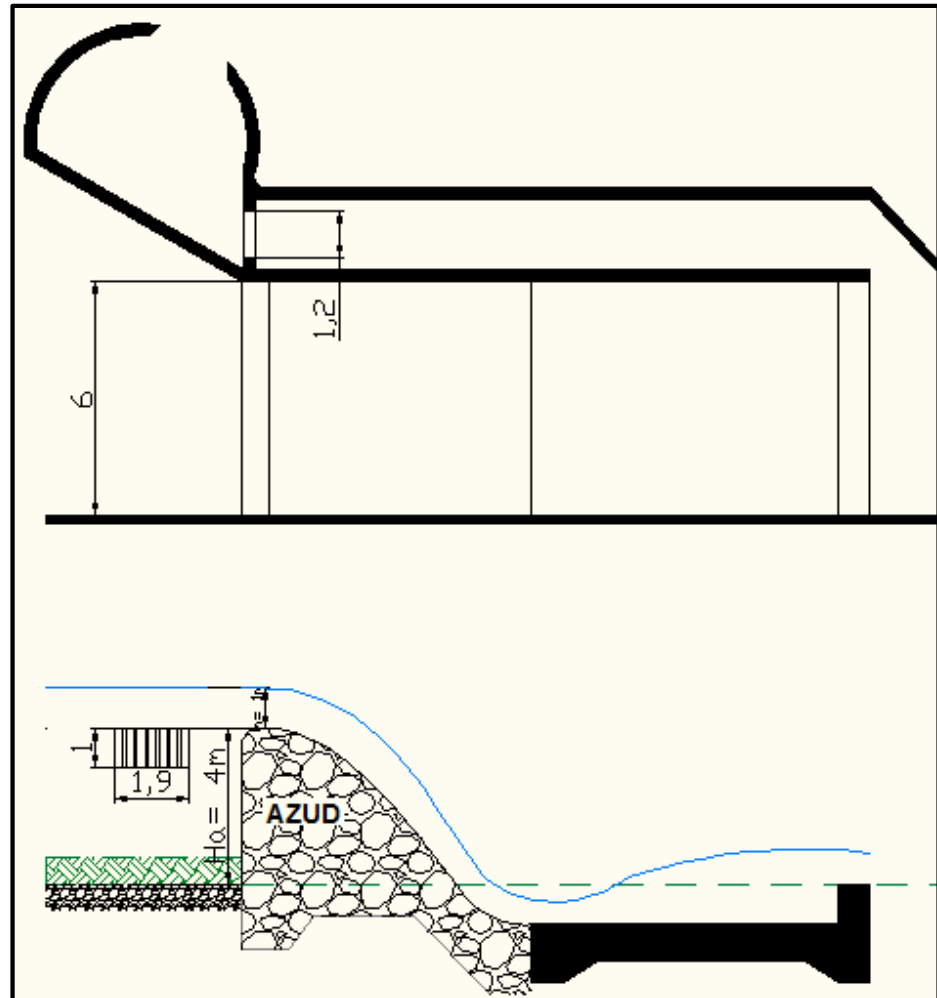


Figura 4.3 Esquemas y algunas dimensiones del Azud y Bocatoma.

## 4.2.2 Obras de Conducción

### Canal de Conducción

El canal de conducción será de sección trapezoidal, estará dimensionado para un flujo del 25% adicional al flujo de diseño de la bocatoma  $Q_d = 1.25 \times 1.629 = 2.036 \frac{m^3}{s}$ , la velocidad de conducción de diseño será 1.5 m/s.

$$Area = \frac{2.036}{1.5} = 1.357 m^2$$

De acuerdo a las ecuaciones 21 y 22 del capítulo 3, se tiene que el calado (d) y el ancho de la solera (b) son:

$$d = 0.75984 \times \sqrt{1.357} = 0.8852 m$$

$$b = 1.155 \times 0.8852 = 1.022 m$$

El radio hidráulico de acuerdo a la ecuación 18 será:  $R = \frac{0.8852}{2} = 0.4426$ , de la relación 20 se tiene que la pendiente óptima de las paredes es  $m = \frac{1}{\sqrt{3}}$ , se diseñará el canal con una pendiente longitudinal (j) de 0.002.

El material de construcción del canal será hormigón alisado, por tanto la rugosidad (n) del mismo de acuerdo a la tabla 2.5 será 0.012.

De acuerdo a la ecuación 23, la velocidad real del flujo en el canal será:  $V_r = \frac{1}{0.012} \times 0.4426^{\frac{2}{3}} \times 0.002^{\frac{1}{2}} = 2.164 m/s$

Por tanto como la velocidad real es menor que la velocidad máxima permitida según la tabla 2.4 (velocidad en concreto alisado 4 m/s), el cálculo queda validado.

La longitud aproximada del canal de aducción de acuerdo a la figura

$$4.2 \text{ será } L = \sqrt{1120.8^2 + (1120.8 \times 0.002)^2} = 1120.8 \text{ m}$$

### **Desarenador**

El desarenador será de sección rectangular, dimensionado para un caudal de diseño igual al caudal de la bocatoma  $Q_d = 1.629 \frac{m^3}{s}$ .

Las aguas del río Quitaracsa no poseen muchos sólidos en suspensión, y en el caso de la sub cuenca 2, propósito de este análisis, se le debe sumar el hecho de que la toma o captación se realizará en las nacientes de la cuenca. Se asumirá que el tamaño de partículas en suspensión será de 0.05 mm, y de acuerdo a la tabla 2.6 la velocidad vertical de sedimentación para este tamaño será de 0.178 m/s.

La velocidad horizontal o de desplazamiento del flujo sobre el desarenador será diseñada en 0.35 m/s. La profundidad media del desarenador será de 1.8 m.

De acuerdo a la ecuación 25, el empuje ascensional es  $W = 0.152 \times 0.178 = 0.027 \text{ m/s}$ ,

De acuerdo a la ecuación 29, la longitud requerida para el sedimentador es:

$$L = \frac{0.35 \times 1.8}{0.178 - 0.027} = 4.17 \text{ m}$$

El ancho del desarenador se calculará con la ecuación de continuidad,

$$\text{y será } \frac{1.629}{0.35 \times 1.8} = 2.59 \text{ m.}$$

### 4.2.3 Tubería Forzada

De la información topográfica disponible y de acuerdo a la figura 4.2, se ha construido el perfil para el montaje de la tubería forzada:

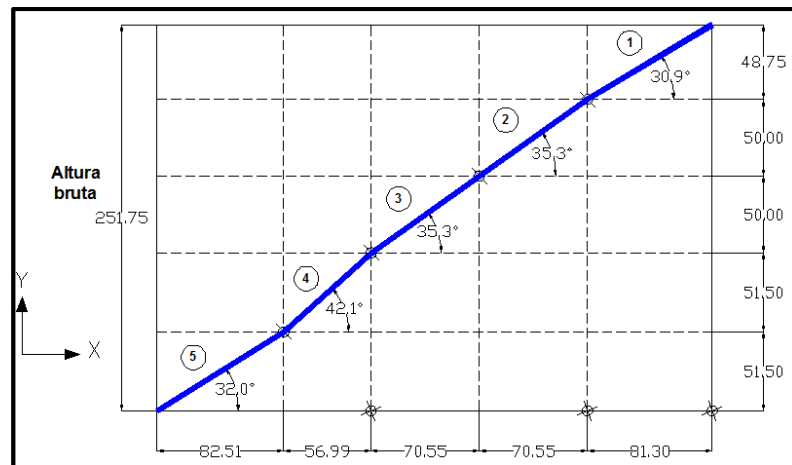


Figura 4.4 Perfil de terreno para montaje de tubería forzada.

Los parámetros para el dimensionamiento son los siguientes:

$Q_d = 1.629 \frac{m^3}{s}$ , esfuerzo a la tracción del acero ( $\sigma$ ) = 4200 kg/cm<sup>2</sup>, densidad del acero ( $\rho_m$ ) = 7850 kg/m<sup>3</sup>, coeficiente de pérdidas ( $f$ ) = 0.022, coeficiente por empleo de uniones ( $k_f$ ) = 0.85, costo del acero ( $P_m$ ) = 3.15 S/./kg, costo de energía perdida ( $P_e$ ) = 109 S/./MWh, interés anual ( $i$ ) = 19%, periodo de amortización ( $n$ ) = 25 años. Se asumirá que el rendimiento combinado de tubería, turbina y generador es 0.855 y que la planta operará el 97% del año.

De la fórmula 46, 47 y 48 se tiene que el espesor ( $e$ ), costo de la anualidad por material ( $C_t$ ) y costo por pérdidas de energía ( $C_p$ ) serán:

$$e = \frac{1000 \times 9.8 \times H \times 1.3 \times D}{2 \times \frac{4200}{3} \times 9.8 \times 10^4 \times 0.85} = 5.462 \times 10^{-5} \times H \times D$$

$$C_t = 7850\pi x D x (5.462 \times 10^{-5} x H x D) x L x 1.2 x 3.15 x \frac{.19 x (1.19)^{25}}{(1.19)^{25} - 1}$$

$$= 0.98 x H x D^2 x L$$

$$C_p = 0.855 x Q x 0.97 x 8760 x 0.109 x \frac{16 x 0.022 x L x Q^2}{2 x \pi^2 x D^5} = 14.122 x \frac{L x Q^3}{D^5}$$

Por tanto el costo total será:

$$C_a = 0.98 x H x D^2 x L + 14.122 x \frac{L x Q^3}{D^5}$$

Derivando con respecto al diámetro e igualando a cero se tiene que:

$$D = 1.67 x \sqrt[7]{\frac{Q^3}{H}}$$

De la figura 4.4, la tubería ha sido particionada en 5 tramos, cuyas características serán:

### **Tramo 1**

$$\text{Longitud } L_1 = \sqrt{48.75^2 + 81.3^2} = 94.796 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro } D_1 = 1.67 x \sqrt[7]{\frac{1.629^3}{48.75}} = 1.181 \text{ m}$$

$$\text{Espesor } e_1 = 5.462 \times 10^{-5} x 48.75 x 1.181 = 3.14 \text{ mm}$$

$$\text{Velocidad del flujo } v_1 = \frac{4 x 1.629}{\pi x 1.181^2} = 1.49 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida por fricción } h_{p1} = \frac{16 x 0.022 x 94.796 x 1.629^2}{2 x 9.8 x \pi^2 x 1.181^5} = 0.199 \text{ m}$$

### **Tramo 2**

$$\text{Longitud } L_2 = \sqrt{50^2 + 70.55^2} = 86.471 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro } D_2 = 1.67 x \sqrt[7]{\frac{1.629^3}{50 + 48.75}} = 1.068 \text{ m}$$

$$\text{Espesor } e_2 = 5.462 \times 10^{-5} x 98.75 x 1.068 = 5.76 \text{ mm}$$



$$\text{Velocidad del flujo } v_2 = \frac{4 \times 1.629}{\pi \times 1.068^2} = 1.82 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida por fricción } h_{p2} = \frac{16 \times 0.022 \times 86.471 \times 1.629^2}{2 \times 9.8 \times \pi^2 \times 1.068^5} = 0.3 \text{ m}$$

### **Tramo 3**

$$\text{Longitud } L_3 = \sqrt{50^2 + 70.55^2} = 86.471 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro } D_3 = 1.67 \times \sqrt[7]{\frac{1.629^3}{50 + 48.75 + 50}} = 1.007 \text{ m}$$

$$\text{Espesor } e_3 = 5.462 \times 10^{-5} \times 148.75 \times 1.007 = 8.18 \text{ mm}$$

$$\text{Velocidad del flujo } v_3 = \frac{4 \times 1.629}{\pi \times 1.007^2} = 2.05 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida por fricción } h_{p3} = \frac{16 \times 0.022 \times 86.471 \times 1.629^2}{2 \times 9.8 \times \pi^2 \times 1.007^5} = 0.403 \text{ m}$$

### **Tramo 4**

$$\text{Longitud } L_4 = \sqrt{51.5^2 + 56.99^2} = 76.812 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro } D_4 = 1.67 \times \sqrt[7]{\frac{1.629^3}{50 + 48.75 + 50 + 51.5}} = 0.966 \text{ m}$$

$$\text{Espesor } e_4 = 5.462 \times 10^{-5} \times 200.25 \times 0.966 = 10.56 \text{ mm}$$

$$\text{Velocidad del flujo } v_4 = \frac{4 \times 1.629}{\pi \times 0.966^2} = 2.22 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida por fricción } h_{p4} = \frac{16 \times 0.022 \times 76.812 \times 1.629^2}{2 \times 9.8 \times \pi^2 \times 0.966^5} = 0.441 \text{ m}$$

### **Tramo 5**

$$\text{Longitud } L_5 = \sqrt{51.5^2 + 82.51^2} = 97.263 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro } D_5 = 1.67 \times \sqrt[7]{\frac{1.629^3}{50 + 48.75 + 50 + 51.5 + 51.5}} = 0.935 \text{ m}$$

$$\text{Espesor } e_5 = 5.462 \times 10^{-5} \times 251.75 \times 0.985 = 12.85 \text{ mm}$$

$$\text{Velocidad del flujo } v_5 = \frac{4 \times 1.629}{\pi \times 0.935^2} = 2.37 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida por fricción } h_{p5} = \frac{16 \times 0.022 \times 97.263 \times 1.629^2}{2 \times 9.8 \times \pi^2 \times 0.935^5} = 0.657 \text{ m}$$

La altura de pérdidas por fricción es  $h_{pT} = 0.199 + 0.3 + 0.403 + 0.441 + 0.657 = 2 \text{ m}$ . Por lo tanto la altura neta será  $H_N = 251.75 - 2 = 249.75 \text{ m}$

#### 4.2.4 Cámara de Carga

La cámara de carga será diseñada de acuerdo a los siguientes parámetros: Caudal de diseño  $Q_d = 1.629 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ , Altura bruta  $H_B = 251.75 \text{ m}$ , calado en el canal de conducción  $h_1 = 0.8852 \text{ m}$ , ancho de solera del canal de conducción  $b_0 = 1.022 \text{ m}$ , longitud de la tubería forzada  $L = 441.81 \text{ m}$

El ancho superior del canal de conducción es:

$$b_1 = 1.022 + 2 \times 0.8852 \times \frac{1}{\sqrt{3}} = 2.044 \text{ m}$$

Se fija una altura (a1) para evitar el ingreso de posibles sedimentos a la tubería forzada en:  $a_1 = 0.8 \text{ m}$ .

Se fijará el valor de (a2) igual al diámetro de la tubería forzada en:  $a_2 = 1.181 \text{ m}$ .

Se fijará el valor de (a3) de acuerdo a la relación 39 en 0.69 veces el diámetro,  $a_3 = 0.69 \times 1.181 = 0.815 \text{ m}$ , esta altura es para asegurar que la turbulencia generada por el flujo de agua no cause cavitación.

El valor de (a4) por efecto de los posibles golpes de ariete, se tomará en  $a_4 = 0.5 \text{ m}$ .

El valor de (h2) será fijado en:  $h_2 = 3 \text{ m}$

La velocidad media en la cámara de presión se diseñará en  $v_2 = 0.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

El ancho del tanque de presión de acuerdo a los valores asumidos será:

$$b_2 = \frac{1.629}{0.6 \times 3} = 0.905 \text{ m}$$

Sin embargo debido a que el valor del ancho superior del canal de conducción ( $b_1$ ) es mayor que ( $b_2$ ), se adoptará como ancho del tanque de presión:  $b_2 = b_1 = 2.044 \text{ m}$ .

El volumen de agua para el arranque se calculará de acuerdo a la ecuación 41:

$$h_{2d} = \frac{1.629}{7 \times 2.044 \times \sqrt{3}} = 0.066 \text{ m}$$

Verificando la relación 42, se tiene que:

$$h_{2d} + a_1 + a_2 + a_3 < h_2$$

Por lo tanto el valor de  $h_2$  es correcto.

La longitud de la cámara de presión se calculará con la ecuación 43:

$$L_2 = 0.304 \times \frac{1.629 \times 441.81 \times \sqrt{3}}{251.75 \times 1.181^2} = 1.08 \text{ m}.$$

La altura adicional para compensar el incremento de nivel por parada de planta ( $h_{2e}$ ), se calculará por:

$$h_{2e} = \frac{0.25 \times 1.629}{2.044 \times \sqrt{3}} = 0.115 \text{ m}$$

La altura total de la cámara de carga será:

$$h_T = 3 + 0.115 + 0.5 = 3.615 \text{ m}$$

Finalmente el arranque de la tubería forzada estará ubicado en la cota:

$$h_T = 3548.75 - a_4 - h_{2e} - (h_2 - a_2 - a_1) - \frac{a_2}{2} =$$

$$3546.53 \text{ m. s. n. m}$$

La cota de la llegada a casa de máquinas será:

$$3546.53 - 251.75 = 3294.78 \text{ m. s. n. m}$$

#### 4.2.5 Selección del tipo de turbina

De acuerdo al diagrama mostrado en la figura 2.15, se tiene que para el caudal de diseño de 1.629 m<sup>3</sup>/s y altura neta de 249.75 m:

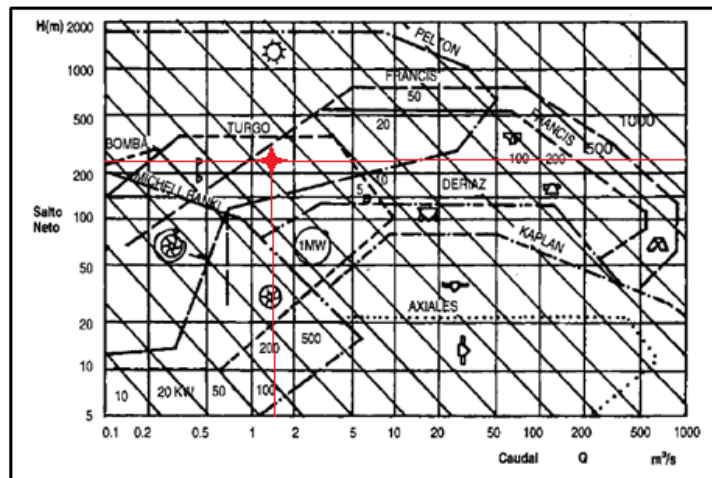


Figura 4.5 Ubicación del punto de operación de la turbina para su selección.

Por lo tanto las turbinas recomendadas serían la Turgo o Pelton, se decidirá por Pelton por requerimiento de mayor eficiencia.

La potencia en el eje en HP para la turbina Pelton (91% de eficiencia) será:

$$P = \frac{9.8 \times 1000 \times 249.75 \times 1.629 \times 0.91}{746} = 4864 \text{ HP}$$

El número específico de revoluciones de potencia de acuerdo a la ecuación 63 será:

$$N_s = \frac{N \sqrt{\frac{4864}{i}}}{249.75^{\frac{5}{4}}} = 0.070245 \times \frac{N}{\sqrt{i}}$$

Donde  $i$ =número de chorros.

Haciendo uso de la ecuación obtenida se mostrará los posibles números específicos de revoluciones ( $N_s$ ) para las combinaciones de velocidades de rotación de la turbina con diferentes números de chorros. Se asume que el generador y máquina prima estarán acoplados directamente:

Pares Polos	Velocidad Nominal (RPM)	Chorros		
		1	2	4
2	1800	126.44	89.41	63.22
3	1200	84.29	59.60	42.15
4	900	63.22	44.70	31.61
5	720	50.58	35.76	25.29
6	600	42.15	29.80	21.07

Tabla 4.1 Tabla de  $N_s$  para la selección del número de chorros en la turbina Pelton.

En la tabla 4.1 se muestra se muestra en los recuadros de fondo blanco las posibles alternativas, las demás fueron descartadas por no cumplir con los  $N_s$  permitidos en la tabla 2.8.

Lo más óptimo es seleccionar el  $N_s$  que minimice la cantidad de unidades turbo-generadoras y minimice la cantidad de polos para los generadores teniendo en cuenta la oferta de alternadores en el mercado. Para la potencia que generará esta planta de aproximadamente  $P_{nom} = P_h \times \eta_{tur} \times \eta_{tub} \times \eta_{gen} \approx 9.8 \times 1000 \times 249.75 \times 1.629 \times 0.91 \times 0.95 = 3.46 \text{ MW}$  es difícil encontrar alternadores de 6 o más polos, por lo tanto se requerirá utilizar dos grupos turbo-generadores que se repartirán la potencia en 1.73 MW cada uno. Se elige la opción  $N_s=42.15$  para 4 chorros, es decir 2 chorros para cada turbina, que estarán dispuestas en eje vertical y girarán a 1200 RPM en acople directo con sus alternadores. Esta opción también es adecuada desde el punto de vista de la eficiencia y la continuidad de servicio de la

planta. Haciendo uso de las ecuaciones 64 hasta la 67, se muestran las dimensiones básicas de las 2 turbinas:

$$\text{Velocidad de chorro } C = 0.97\sqrt{2 \times 9.8 \times 249.75} = 67.87 \text{ m/s}$$

$$\text{Diámetro del Chorro } d = 0.55x \left( \frac{1.629/4}{\sqrt{249.75}} \right)^{1/2} = 88.3 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro Pelton } D = 38 \frac{\sqrt{249.75}}{1200} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Número de Cucharas } Z = \frac{1}{2} \left( \frac{500}{88.3} \right) + 15 = 18 \text{ cucharas}$$

#### 4.2.6 Selección del generador y transformador:

Para la selección del generador utilizaré las tablas del catálogo de la empresa MarelliGenerators®.

La potencia de cada máquina prima es 1.73 MW, y por diseño del fabricante de generadores el factor de potencia nominal es 0.8, es decir la potencia aparente nominal de cada grupo será 2.16 MVA . De la tabla 4.2 mostrada a continuación se elige el generador MJT630LA6 a 480 V, 60 Hz, 1200 RPM, clase B (2.4 MVA).

Type	Leads	kVA rating @ Temperature Rise / Ambient Temp. (°C)				Moment of inertia (**) [kgm <sup>2</sup> ]	Weight (**) [kg]	Max overspeed [min <sup>-1</sup> ]
		Continuous duty						
		105 / 40 ΔT cl. F	80 / 40 ΔT cl. B	105 / 40 ΔT cl. F	80 / 40 ΔT cl. B			
<b>6 pole</b>		<b>400V 50Hz - 1000 min<sup>-1</sup></b>		<b>480V 60Hz - 1200 min<sup>-1</sup></b>				
MJT 400 SA6	6	330	290	395	345	11.8	1.450	2.200
400 SB6	6	380	330	455	395	14.1	1.600	2.200
400 MA6	6	510	445	610	530	17.9	2.200	2.200
400 MB6	6	575	500	690	600	19.4	2.260	2.200
400 LA6	6	660	575	790	690	20.9	2.530	2.200
400 LB6	6	815	710	980	855	24.2	2.750	2.200
500 SA6	6	865	755	1.040	910	50.5	3.200	2.200
500 SC6	6	1.100	960	1.320	1.150	64.7	3.800	2.200
500 MB6	6	1.320	1.150	1.585	1.385	70.0	4.100	2.200
500 LA6	6	1.540	1.345	1.850	1.615	88.9	5.100	2.200
560 MA6	6	1.595	1.390	1.835	1.600	111	5.000	2.200
560 LA6	6	1.900	1.660	2.185	1.905	137	5.700	2.200
630 SC6	6	1.690	1.475	1.945	1.700	145	6.500	2.200
630 MA6	6	2.020	1.765	2.325	2.030	167	8.000	2.200
630 MB6	6	2.150	1.875	2.475	2.160	183	8.500	2.200
630 LA6	6	2.390	2.085	2.750	2.400	200	9.500	2.200
710 SC6*	6	2.560	2.235	2.870	2.505	on request		2.100
710 MA6*	6	2.970	2.590	3.330	2.905	on request		2.100

Tabla 4.2 Generadores Síncronos MarelliGenerators®

En base al dimensionamiento de los grupos generadores, el transformador será de potencia nominal de 4.8 MVA con relación de transformación de 480/13.8 kV.

#### 4.2.7 Líneas de Transmisión

Para el dimensionamiento de las LLTT se considera el nivel de tensión en 13.8 kV en simple terna, y está proyectada para interconectarse a la barra de 13.8 kV del proyecto Quitarcasa 2 que suministrará energía a parte de sus equipos auxiliares en su zona de embalse. A continuación se muestra el posible trazo de la LLTT 13.8 kV para el proyecto de esta tesis:

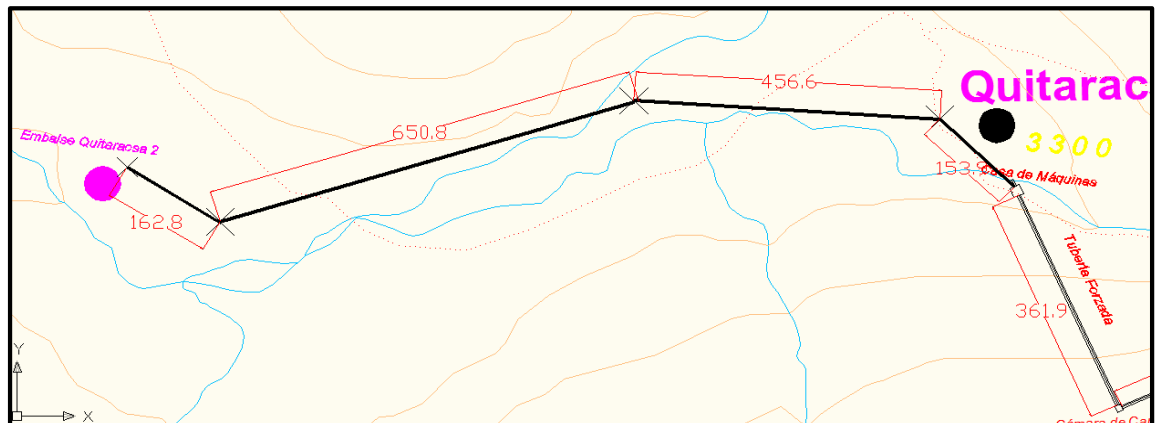


Figura 4.6 Trazo de la LLTT 13.8 kV.

Es decir la longitud proyectada de la LLTT es de 1786 m.

Los conductores analizados son del tipo AAAC (All Aluminum Alloy Conductor) y su selección óptima se efectuará mediante un análisis técnico económico, que dependerá del costo anual de la pérdida Joule, costo anual de las pérdidas Corona y el costo de inversión de la línea, toda analizado a Valor Presente. Se tomarán los siguientes datos para la evaluación:

Longitud de la Línea (km)	1.786
Factor de potencia	0.88
Potencia de transmisión (MW)	3.46
Factor de carga	0.90
Factor de perdidas	0.84
Tensión de línea (kV)	13.8
Costo de potencia (promedio) \$/MW-Año	74,036.90
Costo de energía (promedio) \$/MWh	40.03
Tasa de descuento	12.00%
Años	25
Factor de actualización	7.84

Tabla 4.3 Datos para evaluación de la LLTT

Los conductores AAAC considerados en el análisis son el 350 MCM, 400 MCM, 450 MCM, 500 MCM, 559.5 MCM, 600 MCM, 652.4 MCM, cuyas características técnicas se muestran en la tabla 4.4. Las pérdidas por efecto corona han sido evaluados con la fórmula 69 del capítulo 3, obteniéndose que su efecto para el nivel de tensión y características de los conductores analizados, son mínimos, sin embargo son considerados en la tabla 4.4.



Descripción	Unidad	Conductor Activo				
		All Aluminum Alloy Conductor (AAAC)				
		AAAC 350 MCM	AAAC 400 MCM	AAAC 450 MCM	AAAC 500 MCM	AAAC 559.5 M
Sección Real	mm <sup>2</sup>	177.35	202.70	228.00	253.35	283.48
N° de Hilos x Diámetro	N x mm	19 x 3.44	19 x 3.68	19 x 3.91	19 x 4.12	19 x 4.16
Diámetro Total	mm	17.20	18.40	19.55	20.60	21.80
Peso Unitario	kg / m	0.490	0.559	0.629	0.699	0.781
Carga de Rotura	kg	5,332	6,097	6,858	7,618	8,526
Módulo de Elasticidad Final	kg / mm <sup>2</sup>	6,047	6,047	6,047	6,047	6,047
Coeficiente de Dilatación Lineal	° C <sup>-1</sup>	23 x 10 <sup>-6</sup>	23 x 10 <sup>-6</sup>	23 x 10 <sup>-6</sup>	23 x 10 <sup>-6</sup>	23 x 10 <sup>-6</sup>
Resistencia a 20° C	ohm / km	0.18910	0.16480	0.14660	0.13160	0.11810

ITEM	Unidad	Conductor Activo				
		All Aluminum Alloy Conductor (AAAC)				
		AAAC 350 MCM	AAAC 400 MCM	AAAC 450 MCM	AAAC 500 MCM	AAAC 559.5 M
Resistencia a 20° C	ohm / km	0.1891	0.1648	0.1466	0.1316	0.1181
Resistencia a 68° C	ohm / km	0.222	0.193	0.172	0.154	0.141
PERDIDAS JOULE						
Pérdidas de Potencia	MW	0.027	0.023	0.021	0.019	0.018
Pérdidas de energía anual	MWh/año	235.75	205.46	182.77	164.07	148.86
Costo de pérdidas de energía	US \$	9437.33	8224.60	7316.30	6567.70	5895.42
Costo de pérdidas de Potencia	US \$	1992.50	1736.46	1544.69	1386.64	1248.86
Costo de pérdidas totales	US \$	11429.83	9961.06	8860.99	7954.34	7144.28
Costo de pérdidas Joule Actualizadas	US \$	89645.74	78125.96	69497.97	62386.99	55988.14
PERDIDAS CORONA						
Pérdidas de Potencia	MW	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Pérdidas de energía anual	MWh/año	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Costo de pérdidas de energía	US \$	0.21	0.22	0.22	0.23	0.23
Costo de pérdidas de Potencia	US \$	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05

La estimación del costo de estructuras (torres) se realizó en base al peso de acero, y de acuerdo a estimaciones de otros proyectos. Es así que se considera que para una torre con cables AAAC de 400 MCM se requiere una torre de 3000 kg, es decir considerando como precio unitario de USD 2.56 por kg de acero manufacturado en ángulos, el costo de la estructura será USD 7671, de acuerdo a la figura 4.5 serán necesarias 5 torres, por lo tanto el costo por el total de torres es USD 38358. Para la evaluación del costo de torres para otros calibres de cables, se considerará un incremento de 2.5% de peso de torre por un incremento en el calibre de 50 MCM. En la tabla 4.5 se muestra el cuadro resumen de evaluación de costos, incluyendo estructuras:

Ítem	Sección mm <sup>2</sup>	Costo FOB US\$	Costo DDP US\$	Costo montaje US\$	Pérdidas Joule (US\$)	Pérdidas Corona (US\$)	Subtotal US\$	Costo total US\$
AAAC 350 MCM Estructuras	177.4	7001 37399	7911 41139	4201 22439	89645	2.0	101760 63578	165338
AAAC 400 MCM Estructuras	202.7	7987 38358	9025 42194	4792 23015	78126	2.1	91946 65208	157154
AAAC 450 MCM Estructuras	228.0	8987 39317	10155 43249	5392 23590	69498	2.1	85048 66839	151887
AAAC 500 MCM Estructuras	253.4	9987 40276	11286 44303	5992 24165	62387	2.2	79667 68469	148136
AAAC 559.5 MCM Estructuras	283.5	11159 41235	12610 45358	6695 24741	55987	2.2	75294 70099	145393
AAAC 600 MCM Estructuras	304.0	11988 43249	13546 47573	7193 25949	52242	2.3	72983 73523	146505
AAAC 652.4 MCM Estructuras	330.6	13016 45310	14708 49841	7810 27186	48022	2.3	70543 77028	147571

Tabla 4.5 Resumen de costos para la evaluación de la LLTT 13.8 kV.

En la siguiente gráfica se resumen los costos por suministro y montaje de materiales, con los costos por pérdidas y costos totales:

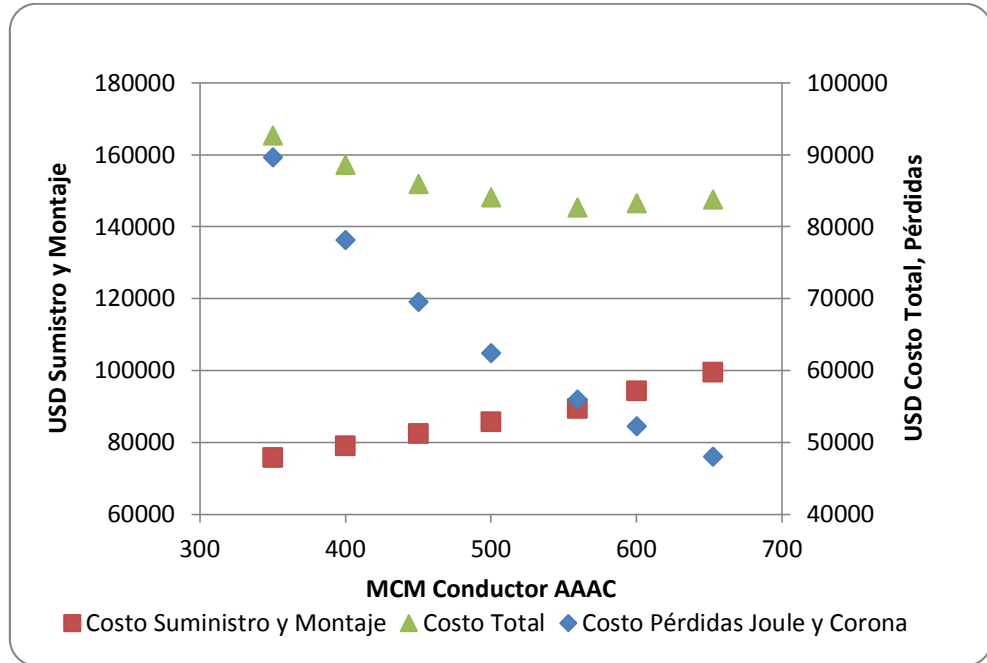


Figura 4.7 Costos resumidos para la evaluación de la LLTT 13.8 kV.

Se concluye que el calibre óptimo para la LLTT de 13.8 kV del proyecto de tesis es 559.5 MCM del tipo AAAC.

## **CAPITULO 5**

### **ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

#### **5.1 INTRODUCCIÓN**

La identificación y evaluación de probables impactos ambientales (beneficiosos y perjudiciales) consiste en predecir, interpretar y cuantificar los posibles cambios ambientales que se producirían como consecuencia de la construcción y operación de la Mini Central objeto de esta tesis.

La descripción del sistema ambiental concebido como el conjunto de interrelaciones e interacciones entre los componentes ambientales físico-naturales, socioeconómicos, estéticos y culturales ha definido la estructura y funcionamiento del ecosistema que será afectado por el conjunto de acciones que conlleva la ejecución del proyecto.

Primero se procederá a identificar los impactos ambientales probables que ocurrirían en el medio físico, en el medio biológico (flora y fauna) y en el medio socioeconómico. Luego se procederá a la identificación y calificación de los impactos, los mismos que deberán ser mitigables para que el proyecto obtenga la autorización respectiva de la autoridad competente.

Por último se realizará una descripción del contexto actual del Mercado de Bonos de Carbono indicando sus características y perspectivas.

## 5.1.1 IMPACTOS POTENCIALES DEL PROYECTO

### 5.2.1 Impactos Negativos

- Alteraciones en la geomorfología debido a las excavaciones y posibles voladuras en los cortes en las diferentes obras del proyecto, movimiento de tierras, movimiento de maquinarias, etc.
- Los trabajos preliminares y el proceso constructivo principalmente, generarán ruidos en los sectores de trabajo.
- Contaminación de suelos y cuerpos de agua, cerca de la zona de la central hidroeléctrica ocasionado por:
  - Disposición inadecuada de los residuos sólidos domésticos (basura) y líquidos provenientes del campamento.
  - Derrames de combustible, aceites y lubricantes debido a prácticas inadecuadas en el almacenamiento y suministro a las maquinarias.
- Contaminación y desmejora de la calidad del aire debido a:
  - Emisión de material particulado (polvo) que se produce por los movimientos de tierras y transporte de materiales.
  - Descomposición de residuos orgánicos en los botaderos de basura dispuestos sin control.
  - Evaporación de combustibles derramados, dando lugar a emisiones gaseosas con el consiguiente peligro de incendio.
- Alteración estética del paisaje debido a:

- Desarrollo de las diversas obras civiles programadas para la construcción de: campamento, accesos, obras de captación y obras de conducción.
- La disposición inadecuada del material resultante de las excavaciones de las obras.
- Disminución de la cobertura vegetal debido a:
  - Remoción de la vegetación por la construcción de las obras.
  - Deposición del material particulado (polvo) disminuyendo su capacidad de fotosíntesis.
- Alejamiento de la fauna hacia otros hábitats provocado por:
  - Generación de ruidos fuertes provenientes de la operación de los vehículos y maquinarias.
  - Aumento de la actividad humana en el lugar.
  - Estrés de la fauna que permanece en el lugar.
- Atracción de roedores y otros animales carroñeros, producto de la acumulación de basura.
- Problemas de salud del personal de obra y de la población por:
  - Emisión de material particulado (polvo) durante la construcción de las obras.
  - Proliferación de vectores infecciosos debido a la disposición inadecuada de residuos domésticos, desperdicios, basura, etc.
- Cambio de actividad temporal, existirá una tendencia migratoria temporal, que afectará de forma selectiva a los habitantes de la

zona, los cuales podrían dejar de realizar sus faenas agrícolas para ser empleados en la construcción.

- Riesgo de sobre expectativas de la población, las actividades preliminares y desarrollo de las obras de infraestructura y obras complementarias del proyecto; ocasionará que parte de la población tenga conocimiento general del desarrollo de las obras, lo cual, puede determinar en los pobladores y/o autoridades locales, expectativas mayores respecto a posibilidad de empleo inmediato.
- Riesgo de afectación a evidencia cultural, en el área de influencia del Proyecto se identificó la existencia de vestigios de interés arqueológico.

### **5.2.2 Impactos Positivos**

- Generación de puestos de trabajo durante la construcción y operación de la central hidroeléctrica.
- La producción de energía significará la posibilidad de acelerar el crecimiento económico de la región.
- El inminente mejoramiento del alumbrado público. Igualmente los beneficios de contar con energía eléctrica en los domicilios que no cuentan con ella, harán posible un mayor confort y mejoramiento de la calidad de vida.
- Contribución en la reducción de emisiones de gases de efecto invernadero, debido a que el proyecto se constituye como un

proyecto de generación limpia; debido a que no emplea combustibles fósiles lo que evita un incremento de las emisiones de gases de efecto invernadero a nivel global.

- Ingresos fiscales y de canon. La operación y producción de la central hidroeléctrica, generará ingresos tributarios directos por concepto de generación eléctrica.
- Incremento de la oferta del SEIN, en beneficio de los usuarios finales (electrificación para atención de uso poblacional y para sectores industriales y de comercio).

### 5.3 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE IMPACTOS

El método utilizado define un número, por medio del cual se mide la importancia del impacto, el que responde a una serie de atributos de tipo cualitativo, los que se presentan en la tabla 6.1.

Atributos de Impactos Ambientales	
Carácter o Naturaleza	N
Intensidad	I
Área de Influencia	AI
Plazo de manifestación o Momento	PZ
Permanencia del efecto	PE
Reversibilidad	R
Recuperabilidad	RE
Sinergia	S
Acumulación	AC
Relación Causa-Efecto	RCE
Regularidad de Manifestación	RM

Tabla 6.1 Atributos ambientales utilizados para evaluar la importancia del impacto.



Los atributos se valoran con un número que se indica en la casilla de cada celda que cruza una acción con el factor ambiental. Al final de las casillas de cada una de las celdas, se muestra el valor de aplicar la Fórmula de Valoración de los Impactos (penúltima casilla), en la casilla que sigue (última) se conceptualiza el valor numérico del impacto.

La tabla 6.2 muestra los valores por cualidad y por atributo de impacto, y en la tabla 6.3 se consignan los valores con que se califica el impacto, al aplicar la fórmula señalada.

A continuación, se muestra la Fórmula del Índice de Importancia (IM).

$$IM = N * (3*I + 2*AI + PZ + PE + RV + RE + S + AC + RCE + RM)$$

La aplicación de la fórmula puede tomar valores entre 13 y 100, de modo que se ha establecido rangos cualitativos, para evaluar su resultado, según se puede observar la tabla 6.3.

<b>Intensidad (I)</b>		<b>Área de influencia (AI)</b>	
Baja	2	Puntual	2
Media	4	Local	4
Alta	8	Regional	8
Muy Alta	12	Extraregional	12
<b>Plazo de manifestación (PZ)</b>		<b>Permanencia del efecto (PE)</b>	
Largo plazo	1	Fugaz	1
Medio plazo	2	Temporal	2
Inmediato	4	Permanente	4
<b>Reversibilidad (RV)</b>		<b>Sinergia (S)</b>	
Corto plazo	1	Sin sinergismo	1
Medio Plazo	2	Sinérgico	2
Irreversible	4	Muy sinérgico	4
<b>Acumulación (AC)</b>		<b>Relación causa – efecto (RCE)</b>	
Simple	1	Indirecto	1
Acumulativo	4	Directo	4
<b>Regularidad de manifestación (RM)</b>		<b>Recuperabilidad (RE)</b>	
Irregular	1	Recuperable	2
Periódico	2	Mitigable	4
Continuo	4	Irrecuperable	8

Tabla 6.2 Valorización de los atributos de los impactos ambientales.

Grado de Impacto	Valor del Impacto Ambiental
Leve	$IM < 25$
Moderado	$25 \leq IM < 50$
Alto	$50 \leq IM < 75$
Muy Alto	$75 \leq IM$

Tabla 6.3 Niveles de Importancia de los Impactos

### 5.3.1 Descripción de los atributos de los impactos.

A continuación, se describe cada uno de los atributos considerados en la Fórmula del Índice de Importancia (IM) del Impacto:

#### a) NATURALEZA (N)

El signo del impacto hace referencia a la naturaleza del impacto.

Si es beneficioso, el signo será positivo y se indica (+1)

Si es perjudicial, el signo será negativo y se indica (- 1)

#### b) INTENSIDAD (I)

Este término se refiere al grado de incidencia sobre el factor, en el ámbito específico en que actúa.

Si existe una destrucción total del factor en el área, la intensidad será muy alta. Si la destrucción es mínima, la intensidad será baja.

#### c) ÁREA DE INFLUENCIA (AI)

Área de influencia teórica del impacto en relación con el entorno de la actividad. Se clasifica según:

Si la acción produce un efecto muy localizado, el impacto tiene un carácter puntual. Si tiene una influencia generalizada, el impacto será macro-

regional. Las situaciones intermedias, según su graduación se consideran local o regional.

d) PLAZO DE MANIFESTACIÓN (PZ)

Plazo de manifestación del impacto (alude al tiempo que transcurre desde la ejecución de la acción y el comienzo o aparición del efecto sobre el factor del medio considerado).

Si el tiempo transcurrido es nulo o inferior a un año, el momento será “inmediato”. Si es un período de tiempo que va de uno a cinco años, el momento será “medio plazo”. Si el efecto tarda en manifestarse más de cinco años, el momento será “largo plazo”.

e) PERMANENCIA DEL EFECTO (PE)

Se refiere al tiempo, que supuestamente, permanecería el efecto desde su aparición y, a partir del cual el factor afectado retornaría a las condiciones iniciales.

Si la permanencia del efecto tiene lugar durante menos de un año, el efecto es “fugaz”. Si dura entre uno y diez años, se considera que tiene un efecto “temporal”. Si el efecto tiene una duración de más de diez años, se considera el efecto “permanente”.

f) REVERSIBILIDAD

Se refiere a la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción, por medios naturales, una vez aquella deja de actuar sobre el medio.

Si la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción tiene lugar durante menos de un año, se considera “corto plazo”. Si

tiene lugar entre uno y diez años, se considera “medio plazo”. Si es mayor de diez años, se considera el efecto “irreversible”.

g) SINERGIA (S)

Este atributo contempla el reforzamiento de dos o más efectos simples. La componente total de la manifestación de los efectos simples, provocados por acciones que actúan simultáneamente, es superior a la que cabría de esperar de la manifestación de efectos cuando las acciones que las provocan actúan de manera independientes, no simultáneas.

Cuando una acción actuando sobre un factor, no es sinérgica con otras acciones que actúan sobre el mismo factor, se considera “sin sinergismo”. Si se presenta un sinergismo moderado, se considera “sinérgico”. Si el altamente sinérgico, se considera “muy sinérgico”.

h) ACUMULACIÓN (AC)

Atributo referido al incremento de la manifestación del efecto, cuando persiste de forma continuada o se reitera la acción que lo genera.

Cuando una acción no produce efectos acumulativos, se considera “acumulación simple”. Por el contrario, si se produce efecto acumulativo, se cataloga “acumulativo”.

i) RELACIÓN CAUSA-EFECTO (RCE)

Este atributo se refiere a la relación causa-efecto, o sea la forma de manifestación del efecto sobre un factor, como consecuencia de una acción.

El efecto puede ser “directo o primario”, si la repercusión de la acción es directa de ésta. En caso de que el efecto sea “indirecto o secundario”, su

manifestación no es consecuencia directa de la acción, sino que tiene lugar a partir de un efecto primario.

j) **REGULARIDAD DE MANIFESTACION (RM)**

Se refiere a la regularidad con que se manifiesta el efecto.

Si el efecto se manifiesta de manera cíclica o recurrente, se considera “periódico”. De forma impredecible en el tiempo, se considera “irregular”. Constante en el tiempo, se considera “continuo”.

k) **RECUPERABILIDAD (RE)**

Posibilidad de reconstrucción total o parcial del factor afectado como consecuencia de la acción ejercida. Es decir, está referida a la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción, por medio de la intervención humana (introducción de medidas correctoras). Si la recuperación es total, se considera recuperable. Si la recuperación es parcial, el efecto es mitigable. Si la alteración es imposible de reparar, el efecto es “irrecuperable”.

### **5.3.2 Evaluación de Impactos**

Para una adecuada presentación de identificación, análisis y evaluación de los impactos socio-ambientales del Proyecto, se consideró la evaluación de Aspectos e Impactos de todos los componentes, para las Etapas de Construcción y Operación.

En la tabla 6.4 se muestra la matriz global de los impactos potenciales del proyecto.

	NATURALEZA	INTENSIDAD				AREA DE INFLUENCIA				PLAZO DE MANIFESTACIÓN			PERMANENCIA DEL EFECTO			REVERSIBILIDAD			SINERGÍA		
	(POSITIVO O NEGATIVO)	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA	PUNTUAL	LOCAL	REGIONAL	EXTRAREGIONAL	LARGO PLAZO	MEDIO PLAZO	INMEDIATO	FUGAZ	TEMPORAL	PERMANENTE	CORTO PLAZO	MEDIO PALZO	IRREVERSIBLE	SIN SINERGISMO	SENÉRGICO	MUY SINÉRGICO
<b>IMPACTOS AMBIENTALES Y SOCIALES</b>																					
Alteración de la geomorfología	-	2				4				2				4			4		2		
Generación de ruido	-		4			4					4		2			1			1		
Contaminación de suelos y agua	-	2				2					4		2			1			1		
Contaminación del aire	-	2				2					4		2			1			1		
Alteración del paisaje	-		4				4			2				4			4		2		
Remoción de la cobertura vegetal	-		4				4			2				4			4		2		
Perturbación de la fauna silvestre	-		4				4			2				4			4		2		
Inmigración de roedores	-	2				2				2				4			4		1		
Problemas de Salud	-	2				2				2			1			1			1		
Cambio de actividades de subsistencia temporalmente	-	2				2				2				2			2		1		
Expectativas de generación de empleo	-		4				4				4		2				2		1		
Afectación a evidencia cultural	-		4			2				2				4			4		2		
Generación de empleo	+		4				4				4		2			2			2		
Crecimiento económico	+		4				4			2				4			4		2		
Mejoramiento de la calidad de vida	+			8			4			2				4			4			4	
Reducción de las emisiones de GEI	+			8					12	2				4			4			4	
Ingresos fiscales y de canon	+		4						8	2				4			4			4	
Incremento de la oferta del SEIN	+		4						12	2				4			4			4	

## Significancia



Leve



Moderada



Alta

Tabla 6.4 Matriz global de importancia de impactos.

## **5.4 PROGRAMA DE MITIGACIÓN**

En el Programa de Mitigación se establecerán las medidas que permitirán mitigar y/o evitar los posibles efectos ambientales en las etapas de construcción y operación. El objetivo de este capítulo es identificar las medidas destinadas a la prevención, mitigación y/o corrección de los impactos adversos generados por la ejecución del proyecto.

### **5.4.1 Medidas generales del programa de mitigación**

Las medidas que se presentan a continuación describen de manera general los procedimientos a tener en cuenta durante la ejecución del proyecto, estas son:

- El personal involucrado en el proyecto, tendrá conocimiento específico del Plan de Manejo Ambiental, así como de su obligatorio cumplimiento.
- Todo el personal cumplirá con los procedimientos en materia de salud, seguridad y ambiente, establecidos por la autoridad competente.
- Todos los equipos, maquinarias y medios de transporte serán revisados antes de su entrada en operación, estos deben cumplir las especificaciones técnicas del fabricante y deben contar con un registro y certificado de mantenimiento periódico.
- La empresa contratista encargada de la construcción deberá contar con un supervisor ambiental y de seguridad durante la ejecución del proyecto.

- El personal involucrado en el proyecto estará capacitado en temas de salud e higiene ocupacional.

#### **5.4.2 Medidas específicas del programa de mitigación**

A continuación se presenta la descripción de las medidas de mitigación establecidas para los impactos potenciales identificados, durante las etapas de construcción y operación:

- Medidas de mitigación para la alteración de la geomorfología:
  - La superficie a intervenir será la estrictamente necesaria, a fin de minimizar la intervención del suelo.
  - Limitar las áreas de trabajo y las instalaciones provisionales que son necesarias para la construcción de las obras proyectadas.
- Medidas de mitigación para la generación de ruido:
  - Se realizará mantenimientos continuos de los vehículos y maquinarias a fin de asegurar el buen estado de funcionamiento. Esta actividad se realizará de acuerdo a las especificaciones técnicas del fabricante.
  - El personal que trabaje en zonas de altos niveles de ruido, estará provisto de protectores auditivos.
  - En todos los frentes de trabajo, se señalar las áreas que requieran el empleo de protectores auditivos.
  - Se realizarán monitoreos de ruido.



- Medidas de mitigación para la contaminación de suelos y agua:
  - Los suelos donde se almacenarán los tanques de combustibles y lubricantes serán compactados e impermeabilizados con piso de concreto.
  - El abastecimiento de combustible y mantenimiento de maquinaria, vehículos y equipos, se efectuará en las zonas destinadas para tal fin.
  - Las zonas destinadas para el abastecimiento de combustible y el mantenimiento de maquinarias deberán ser compactadas e impermeabilizadas con piso de concreto.
  - Todo equipo, vehículo y maquinaria debe contar con herramientas y materiales para contener derrames de combustibles y/o lubricantes.
  - En caso de derrames se limpiará y eliminará el suelo contaminado.
  - Las actividades constructivas se deberán intensificar en los periodos de estiaje.
  - Se intervendrá el cauce del río solo en los sectores estrictamente necesarios para la ejecución del proyecto.
  - Las áreas de almacenamiento y recarga de combustibles y/o aceites y grasas, así como las áreas de mantenimiento de las unidades, se encontrarán alejadas de los cursos de agua.

- Los residuos líquidos domésticos generados en los campamentos, previo a su disposición a los cursos de agua, serán tratados.
- Se realizará monitoreos de la calidad del agua.
- Medidas de mitigación para la contaminación del aire:
  - Los vehículos de transporte y maquinaria deberán de estar en buen estado de funcionamiento y cumplir con los mantenimientos de acuerdo a las especificaciones del fabricante.
  - El transporte de material de relleno o de corte se realizará mediante camiones, los cuales deberán recubrir sus tolvas y/u otros sistemas que minimicen la dispersión del material particulado.
  - No se deberá exceder la capacidad de carga de los vehículos de transporte para evitar derrames y esparcimiento de partículas en el aire.
  - Los trabajadores expuestos a polvo utilizarán protectores de vías respiratorias.
  - Se realizarán monitoreos de calidad del aire.
- Medidas de mitigación de la alteración del paisaje:
  - Se limitará las áreas de trabajo y las instalaciones provisionales a las necesarias para las actividades constructivas.

- Se prohibirá al personal de obra, el desarrollo de actividades de remoción y/o desbroce de la cobertura vegetal, en áreas que no han sido destinadas para las actividades del proyecto.
- Culminadas las actividades constructivas, se reconfigurarán las áreas utilizadas temporalmente.
- Medidas de mitigación de la remoción de la cobertura vegetal:
  - Durante las actividades de acondicionamiento del terreno para la habilitación de caminos de acceso y frentes de obra, se evitará, en la medida de lo posible, el exceso de desbroce.
  - Se deberá delimitar todos los frentes de trabajo, para evitar la intervención de zonas aledañas.
  - Se prohibirá al personal de obra, el desarrollo de actividades de remoción y desbroce de la cobertura vegetal, en áreas que no han sido destinadas para las actividades del proyecto.
  - En los casos que se requiera el uso de herramientas para la remoción de cobertura vegetal, esta deberá ser en la medida posible mediante el uso de herramientas manuales.
- Medidas de mitigación para la perturbación de la fauna silvestre:
  - Restringir las áreas a zonas establecidas para las actividades constructivas.
  - Se prohibirá a todo el personal la caza de la fauna silvestre.
  - Se prohibirá a todo el personal comercializar (compra y/o venta) de animales silvestres.

- Se deberá realizar un adecuado mantenimiento de los equipos y vehículos a emplear, a fin de minimizar los niveles de ruido.
- Medidas de mitigación para la inmigración de roedores:
  - Se deberá realizar fumigaciones periódicas.
  - Se evitará mantener residuos domésticos expuestos y/o almacenados por muchos días.
- Medidas de mitigación para los problemas de salud:
  - No utilizar aceites para las turbinas y generadores que contengan PCBs.
  - Cuando tenga que seleccionar la compra de productos químicos, siempre que sea posible se preferirá los que no tengan productos peligrosos y los que sean biodegradables.
  - Se consultará la hoja de precauciones de seguridad de cada producto antes de manipularlo (MSDS).
  - Se utilizarán equipos de protección personal.
  - En caso de derrames, se limpiará el área inmediatamente de acuerdo a las instrucciones para cada producto.
  - Se realizarán análisis médicos ocupacionales anuales a todos los trabajadores del proyecto.
- Medidas de mitigación para el cambio de actividades de subsistencia temporalmente:
  - Se indicará en forma clara a los pobladores el tiempo estimado de duración del proyecto.

- Se realizará capacitación, a través de terceros, en materia agrícola.
- Medidas de mitigación para las expectativas de generación de empleos:
  - Antes del inicio de las actividades, se deberá informar adecuadamente a la población sobre el personal requerido y sus funciones dentro del proyecto.
- Medidas de mitigación de la afectación de la evidencia cultural:
  - Se presentarán informes Arqueológicos, según se defina su necesidad para el proyecto, a fin de obtener el Certificado de Inexistencia de Restos Arqueológicos (CIRA), emitido por el INC.
  - En los sectores donde sea necesario aplicar algún tratamiento especial para la conservación de los restos arqueológicos, se coordinara con el INC este procedimiento.
  - Prohibir al personal de obra la intervención y el daño a los vestigios arqueológicos que se encuentren en la zona de obras.

## **5.5 PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL**

El Programa de Monitoreo Ambiental establece los parámetros para el seguimiento de la calidad de los diferentes factores ambientales que podrían ser afectados durante la ejecución del proyecto, así como, los sistemas de control y medida de estos parámetros.

Al implementar el Programa de Monitoreo Ambiental, se cumplirá con la legislación nacional vigente que exige su ejecución y reporte ante la autoridad ambiental competente, el Ministerio de Energía y Minas (MINEM) y a OSINERGMIN. Se puede considerar que todos los monitoreos tendrán una frecuencia trimestral.

### 5.5.1 Monitoreo de la calidad del agua.

La calidad del agua se encuentra referida a lo estipulado por los estándares de calidad del agua (ECA D.S 002-2008-MINAM). Para el presente estudio, se tomará como referencia la Categoría 3 (Riego de vegetales y bebida de animales) y la Categoría 4 (Conservación del ambiente acuático).

Parámetros	ECA – Categoría 3	ECA – Categoría 4 (Ríos – Costa y Sierra)
Temperatura	--	--
pH	6,5 - 8,5	6,5 – 8,5
Conductividad Eléctrica	≤2000	--
Oxígeno Disuelto – OD	≥4	≥5
Sólidos Totales en Suspensión (STS)	--	≤25 – 100
Sólidos Totales Disueltos (STD)	--	500
Aceites y Grasas	1	Ausencia de película visible
TPH	--	--
Demanda Bioquímica de Oxígeno	15	<10
Demanda Química de Oxígeno	40	--
Cloruros	100-700	--
Nitrógeno Amoniacal	--	0,02
Nitratos	10	10
Nitritos	0,06	--
Fosfatos Totales	--	0,5
Fenoles	0,001	0,001
Sulfuros	0,05	0,002
Sulfatos	300	--
Fluoruro	1	--
Coliformes Totales	5 000	3 000
Coliformes Fecales	1 000	2 000
Metales	*	*

Tabla 6.5 Parámetros ECA (Fuente: D.S 002-2008-MINAM)

También, se considera realizar el monitoreo de parámetros señalados por la RD N° 008-97-EM/DGAA, niveles máximos permisibles para efluentes líquidos producto de las actividades de generación, transmisión y distribución eléctrica.

Parámetro	Valor en cualquier momento	Valor promedio anual
pH	Mayor que 6 y menor que 9	Mayor que 6 y menor que 9
Aceites y grasas (mg/l)	20	10
Sólidos suspendidos (mg/l)	50	25

Tabla 6.6 Niveles máximos permisibles para efluentes líquidos en actividades

eléctricas (Fuente: R.D. 008-97-EM/DGAA)

### 5.5.2 Monitoreo de la calidad del aire.

La calidad del aire se encuentra referida a los estándares de calidad del aire (D.S 003-2008-MINAM y al D.S. 074-2001-PCM). En la tabla 6.7 se presentan los parámetros establecidos en el ECA

Contaminantes	Periodo	Forma del Estándar		Método de Análisis
		Valor	Unidad	
Monóxido de Carbono	8 horas	10 000	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	Infrarrojo no dispersivo (NDIR) (Método Automático)
	1 hora	30 000	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	
Partículas PM <sub>10</sub>	24 horas	150	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	Separación inercial / Filtración (Gravimetría)
	Anual	50	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	
Partículas PM <sub>2.5</sub>	24 horas	50	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	Separación inercial / Filtración (Gravimetría)
	24 horas Vigencia 01/01/2014	25	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	
Dióxido de Nitrógeno	Anual	100	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	Quimiluminiscencia (Método automático)
	1 hora	200	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	
Dióxido de Azufre	24 horas	80	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	Fluorescencia UV (Método automático)
	24 horas Vigencia 01/01/2014	20	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	
	Anual	80	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	

Tabla 6.7 Estándares Nacionales de Calidad Ambiental del Aire (Fuente : D.S. N°

074-2001-PCM y D.S. N° 003-2008-MINAM)

### 5.5.3 Monitoreo de los niveles sonoros.

Los niveles de sonido que se producirán, está determinado por el funcionamiento de los generadores dentro del campamento de obra, actividades de construcción de caminos de acceso, funcionamiento de las maquinarias y equipos. Para ello, se tomará como referencia los valores límites establecidos en el Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Ruidos (Decreto Supremo N° 085-2003-PCM). Estos niveles de estándares están definidos para exposiciones continuas.

Zonas de aplicación	Valores expresados en (dB) $L_{AeqT}$	
	Horario diurno	Horario nocturno
Zona de Protección Especial	50	40
Zona Residencial	60	50
Zona comercial	70	60
Zona Industrial	80	70

Tabla 6.8 Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Ruido (Fuente : D.S.

No. 085-2003-PCM)

### 5.5.4 Monitoreo de campos electromagnéticos.

Se realizará el monitoreo de campos electromagnéticos de conformidad con el Reglamento de Seguridad y Salud en el Trabajo de las Actividades Eléctricas.

Las líneas de transmisión serán de 13.8 kV, y se encuentran alejadas de centros poblados y áreas de uso. Se tomarán en cuenta las recomendaciones de la International Commission on Non-Ionizing Radiation Protection (ICNIRP), un organismo internacional que investiga y regula los límites de exposición a campos electromagnéticos, con expertos de diferentes partes del mundo y aprobado por la Organización Mundial de la Salud (OMS).



Frecuencia (Hz)		E(KV/m)	H(A/m)	B( $\mu$ T)
Límites ICNIRP para exposición ocupacional	60 Hz	8.3	336	420
Límites ICNIRP para exposición del público en general (poblacional)		4.2	66.4	83

Tabla 6.9 Límites máximos permisibles ICNIRP para 60 Hz (Fuente: International Commission on Non-Ionizing Radiation Protection)

### 5.5.5 Monitoreo de suelos.

El parámetro de contaminación de suelos a considerar son los Hidrocarburos, para el cual, la normatividad ambiental nacional, no especifica límites permisibles. En este sentido, se considera como referencia la Canadian Environmental Quality Guidelines.

Parámetros	Estándar de comparación
TPH	50 mg/kg

Tabla 6.10 Hidrocarburos totales del petróleo (Fuente: Canadian Environmental Quality Guidelines)

## 5.6 MERCADO DE BONOS DE CARBONO

Podría llamarse “mercado de carbono” al conjunto de transacciones en las que se promete o intercambia reducciones de emisiones de gases de efecto invernadero (GEI). Así definido, lo primero que se constata es que debería hablarse de “los mercados de carbono”, en plural, y no sólo de “un mercado” en singular, ya que los “productos” que se transan y las regulaciones aplicables son diferentes.

Los compromisos contraídos por los países desarrollados causantes de los GEI para reducir sus emisiones en el marco del Protocolo de Kioto (PK), han creado una fuerte demanda para proyectos que reduzcan emisiones, entre

ellos los proyectos de mecanismos de desarrollo limpio (MDL), que involucran a países en desarrollo. Este podría denominarse el “Mercado de Kyoto”, que obedece a una regulación específica.

Aunque es el más importante, el Mercado de Kyoto no es el único mercado de carbono. También existen “mercados voluntarios”, nacidos de compromisos unilaterales adoptados por empresas multinacionales (como ABB, Dupont, IBM, Shell, Toyota), que consideran que contribuir con la reducción de GEI es un buen negocio y que empezar ahora las ayudará a un previsible endurecimiento y globalización de las regulaciones de control de emisiones.

### **5.6.1 Características y Perspectivas**

La principal característica de todos los mercados de carbono, incluyendo al de Kyoto, es que se trata de mercados inmaduros. En el caso de Kyoto, tal circunstancia se deriva básicamente de: que recién en febrero de 2005 entró en vigor el PK, algunas reglas principales todavía se encuentran en plena formación o desarrollo, el tamaño del mercado por el lado de la demanda como de la oferta es susceptible de grandes cambios.

Se estima que el tamaño actual del Mercado de Kyoto es superior a 1,000 millones de toneladas de CO<sub>2</sub>e.

Ahora bien, no toda la demanda, sino una fracción de ella, será satisfecha específicamente a través del MDL. El resto será cubierto por ajustes al interior de cada uno de los países comprometidos y por los demás mecanismos del PK, como se aprecia en la siguiente figura.

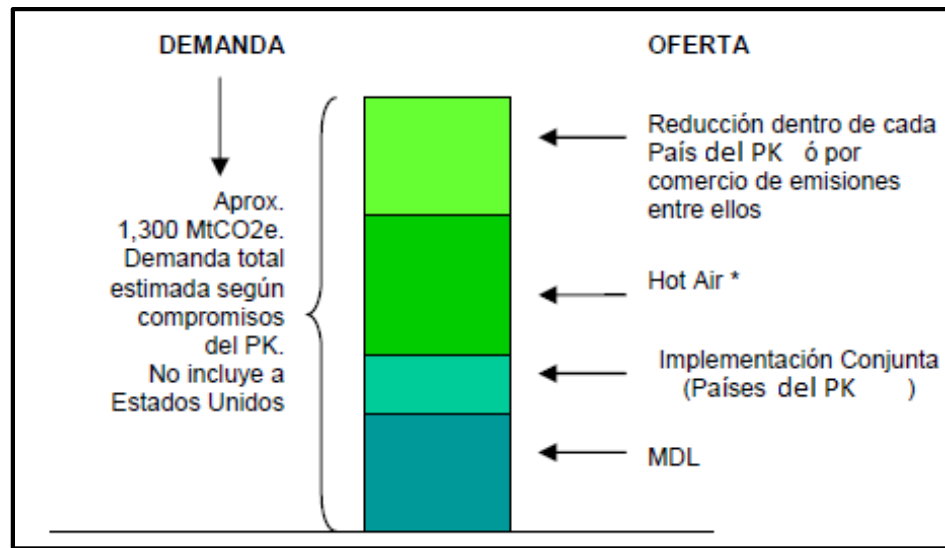


Figura 6.1 Estructura de las Obligaciones en el mercado de emisiones (Fuente: Estudios sobre bonos de Carbono para la LLTT San Gabán-Pto Maldonado)

Se sabe que actualmente el número de proyectos MDL a nivel mundial y las reducciones estimadas para ellos, son diminutas en comparación con la demanda potencial que enfrentan.

\* Hot Air.- Hasta 1999 países como Rusia y Ucrania registraron niveles de emisiones por debajo de las metas del PK.

Esta diferencia entre las emisiones reales y las metas del protocolo es conocida como Hot Air. Tal “excedente” puede venderse bajo el mecanismo de comercio de emisiones, y a precios bajos, ya que estos créditos o permisos de emisión se asignan, no se crean.

Un aspecto asociado con la relativa inmadurez del mercado, es el hecho que éste presenta significativos costos de transacción, es decir aquellos en los que deben incurrirse antes de la transacción de emisiones propiamente dicha.

Para MDL no existe un mecanismo centralizado de negociación (tipo bolsa), ni un índice oficial de precios, de manera que éstos resultan de la libre acumulación de transacciones hechas básicamente sobre la base de contratos bilaterales. La complejidad de la transacción demanda asesoría legal especializada, lo que a su vez representa un costo de transacción adicional, aunque relativamente menor.

No existe una determinación administrativa de los precios ni reglas preconcebidas para fijarlos. Los precios se forman por el libre juego de la oferta y la demanda.

#### **5.6.2 Estimación de la reducción de emisiones de CO<sub>2</sub>**

Es necesario determinar el tipo de combustible a ser sustituido en el marco del proyecto. Además, se debe caracterizar la demanda energética tanto en el escenario base como en el escenario con proyecto a lo largo del horizonte de evaluación del mismo.

Para el efecto de esta tesis, en el proyecto se considera que toda la producción de energía de la minicentral suplirá el requerimiento de la demanda en producción de una planta térmica.

La determinación de los factores de emisión de CO<sub>2</sub> según tipo de combustible se realiza utilizando como base la metodología de cálculo establecida por el Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) registrada en su documento titulado: Revised 1996 IPCC Guidelines for National Greenhouse Inventories: Reference Manual.

Otra alternativa de cálculo, se realiza por la demanda de energía utilizando los factores de emisiones por GWh por central térmica y tecnología de generación utilizada. Es esta metodología la que se adoptó en esta tesis.

Tecnología de generación	Combustible	Factor de emisión de Carbono (FEC) Tons CO <sub>2</sub> /GW.h
Ciclo simple	Gas natural	644
Ciclo combinado	Diesel oil	650
Turbina de gas	Diesel oil	895
Grupo electrógeno	Diesel oil	854
Turbinas a vapor	Fuel oil	735
Grupos electrógenos	Fuel oil	854
Turbinas a vapor	Carbón	967

Tabla 6.11 Emisiones promedio según tecnología (Fuente: EcoSecurities)

## CAPITULO 6

### EVALUACIÓN ECONÓMICA

#### 6.1 METRADOS Y COSTOS

En el estimado del costo de ejecución del Proyecto que se detalla en el presente Capítulo se considera el monto requerido para la construcción y equipamiento de la Mini Central Hidroeléctrica. Se incluyen además, los costos de Ingeniería, Supervisión, Estudios, Gastos Administrativos y Contingencias.

Para la elaboración del Presupuesto, se ha tenido en cuenta en la tabla de metrados, las partidas más importantes que conforman cada estructura de la Central, así como los costos del equipamiento electromecánico a ser instalado en ella.

El presupuesto integral está expresado en Nuevos Soles (S/).

Los precios básicos de los insumos relacionados con la mano de obra, materiales y equipo de construcción corresponden al mes de Enero del 2012, y han sido obtenidos de la revista *COSTOS CONSTRUCCIÓN, ARQUITECTURA E INGENIERÍA*.

Los precios de los equipos electromecánicos han sido obtenidos en base a cotizaciones con fabricantes y a costos referenciales de proyectos similares. Los equipos tienen precios DDP (Delivered Duty Paid).

El presupuesto total de obras del proyecto se muestra a continuación:

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PARTIDA	UND	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL S/.
<b>1</b>	<b>OBRAS CIVILES</b>				
<b>1.1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
<b>1.1.1</b>	<b><u>Camino de acceso a Casa de Máquinas</u></b>	km	0.50		
1.1.1.1	Nivelación, trazado y replanteo	m2	3 000.00	4.2	12,660.0
1.1.1.2	Excavación en material suelto	m3	450.00	16.8	7,569.0
1.1.1.3	Relleno con material propio	m3	300.00	32.8	9,846.0
1.1.1.4	Eliminación de material excedente D<5km	m3	150.00	164.9	24,735.0
<b>1.1.2</b>	<b><u>Camino de acceso para Obras de Toma</u></b>	Km	1.30		
1.1.2.1	Nivelación, trazado y replanteo	m2	7 800.00	4.2	32,916.0
1.1.2.2	Excavación en material suelto	m3	1 170.00	16.8	19,679.4
1.1.2.3	Relleno con material propio	m3	780.00	32.8	25,599.6
1.1.2.4	Eliminación de material excedente D<5km	m3	390.00	164.9	64,311.0
<b>1.1.3</b>	<b>Campamento</b>	Glb	1.00	450,000.0	450,000.0
<b>1.1.4</b>	<b>Movilización y Desmovilización de personal y equipos</b>	Glb	1.00	900,000.0	900,000.0
<b>1.1.5</b>	<b>Puente sobre el río Quitaracsa</b>	Glb	1.00	120,000.0	120,000.0
<b>1.2</b>	<b>OBRAS DE TOMA</b>				
1.2.1	Desvío de río	Glb	1.00	70,000.0	70,000.0
1.2.2	Ataguía	Glb	1.00	30,000.0	30,000.0
1.2.3	Excavación en material suelto	m3	150.00	16.8	2,523.0
1.2.4	Eliminación de material excedente D<5km	m3	75.00	164.9	12,367.5
1.2.5	Encofrado y desencofrado	m2	140.00	113.2	15,850.8
1.2.6	Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	3 000.00	5.2	15,658.4
1.2.7	Concreto f'c=140 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	230 000.00	0.3	61,065.0
1.2.8	Concreto f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	kg	115 000.00	0.3	32,447.3
1.2.9	Caseta de operador de compuertas (inc. instalaciones sanitarias)	Glb	1.00	20,000.0	20,000.0
1.2.10	Baranda Metálica	M	40.00	90.0	3,600.0
1.2.11	Alumbrado	Glb	1.00	15,000.0	15,000.0
1.2.12	Sistema Compuertas Drenaje	Glb	1.00	60,000.0	60,000.0
1.2.13	Reja de toma	Glb	1.00	5,000.0	5,000.0
<b>1.3</b>	<b>GALERÍA DE CONDUCCIÓN</b>				
1.3.1	Excavación en material suelto	m3	1 519.84	16.8	25,563.7
1.3.2	Eliminación de material excedente D<5km	m3	1 063.89	164.9	175,435.1
1.3.3	Encofrado y desencofrado	m2	2 688.00	113.2	304,335.4
1.3.4	Concreto f'c=100 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	350 336.00	0.2	86,235.2
<b>1.4</b>	<b>CÁMARA DE CARGA</b>				
1.4.1	Excavación en material suelto	m3	9.53	16.8	160.2
1.4.2	Eliminación de material excedente D<5km	m3	6.67	164.9	1,099.6
1.4.3	Encofrado y desencofrado	m2	25.45	113.2	2,881.4
1.4.4	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	500.00	5.2	2,609.7
1.4.5	Concreto f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	1 638.95	0.3	462.4
<b>1.5</b>	<b>DESARENADOR</b>				
1.5.1	Excavación en material suelto	m3	36.94	16.8	621.3
1.5.2	Eliminación de material excedente D<5km	m3	29.55	164.9	4,872.7
1.5.3	Encofrado y desencofrado	m2	15.01	113.2	1,699.7
1.5.4	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	360.00	5.2	1,879.0
1.5.5	Concreto f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	1 187.37	0.3	335.0
<b>1.6</b>	<b>TUBERÍA FORZADA</b>				
1.6.1	<b><u>Estructuras de anclaje</u></b>				
1.6.1.1	Accesos temporales	Km	1.00	15,000.0	15,000.0
1.6.1.2	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	Kg	3 000.00	5.2	15,658.4
1.6.1.3	Concreto f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	121 871.25	0.3	39,543.9
1.6.2	<b><u>Obras metálicas</u></b>				

1.6.2.1	Plancha de acero 3x1220x2400 3.14 mm	Pza	126.13	262.1	33,055.4
1.6.2.2	Plancha de acero 6x1220x2400 5.76 mm	Pza	104.04	522.6	54,372.5
1.6.2.3	Plancha de acero 8x1220x2400 8.18 mm	Pza	98.10	661.5	64,892.2
1.6.2.4	Plancha de acero 9.5x1220x2400 10.56 mm	Pza	83.59	769.0	64,279.5
1.6.2.5	Plancha de acero 12.5x1220x2400 12.85 mm	Pza	102.45	994.6	101,903.5
1.6.2.6	Electrodos Soldadura para pase raiz E6011	Kg	168.62	17.1	2,875.8
1.6.2.7	Electrodos Soldadura para pase relleno E7018	Kg	562.07	17.9	10,051.3
1.6.2.8	Pintura Epóxica	Gal	46.00	189.1	8,699.4
<b>1.7</b>	<b>CASA DE MÁQUINAS</b>				
1.7.1	Instalaciones para equipos de generación y control	Glb	1.00	200,000.0	200,000.0
<b>2</b>	<b>OBRAS ELECTROMECAÑICAS</b>				
<b>2.1</b>	<b>EQUIPAMIENTO ELECTROMECAÑICO</b>				
2.1.1	Turbinas Pelton 1.73 MW	Und	2.00	500,000.0	1,000,000.0
2.1.2	Regulador de Velocidad	Und	2.00	210,000.0	420,000.0
2.1.3	Generador 2.4 MVA	Und	2.00	620,000.0	1,240,000.0
2.1.4	Sistema de Control	Glb	1.00	350,000.0	350,000.0
2.1.5	Transformador 0.48/13.8 kV 4.8 MVA	Und	1.00	150,000.0	150,000.0
2.1.6	Válvula Principal	Und	2.00	70,000.0	140,000.0
2.1.7	Servicios Auxiliares	Glb	1.00	250,000.0	250,000.0
2.1.8	Cables de fuerza y control	Glb	1.00	160,000.0	160,000.0
2.1.9	Puente Grúa	Glb	1.00	90,000.0	90,000.0
2.1.10	Montaje y test	Glb	1.00	460,000.0	460,000.0
<b>2.2</b>	<b>LÍNEAS DE TRANSMISIÓN</b>				
2.2.1	Suministro y Montaje de Torres	Glb	1.00	189,968.3	189,968.3
2.2.2	Suministro y Montaje de cable AAAC 559.5 MCM	Glb	1.00	56,202.7	56,202.7
2.2.3	Suministro y Montaje de aisladores y sistema de aterramiento	Glb	1.00	80,000.0	80,000.0
<b>3</b>	<b>INGENIERÍA Y OTROS</b>				
3.1	Estudios de Detalle, EIA, PEA	glb	1.00	200,000.0	200,000.0
3.2	Ingeniería y Supervisión del Proyecto	Glb	1.00	420,000.0	420,000.0
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>8,435,521.1</b>
<b>4</b>	<b>COSTOS INDIRECTOS</b>				
	Gastos Administrativos	Glb	1.00	421,776.1	421,776.1
4.1	Acuerdos con Comunidades y Permisos	Glb	1.00	253,065.6	253,065.6
4.2	Contingencias	Glb	1.00	337,420.8	337,420.8
4.3	Utilidad 7%	Glb	1.00	590,486.5	590,486.5
<b>5</b>	<b>IGV 18%</b>				<b>1,806,888.6</b>
	<b>TOTAL</b>				<b>11,845,158.7</b>

Tabla 5.1 Metrados y Costos para el proyecto de la Minicentral de 3.46 MW.



## 6.2 EVALUACIÓN ECONÓMICA

Para la evaluación se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Todos los costos están expresados en Nuevos Soles (S/.)
- La construcción será iniciada el primer día hábil de un año (no determinado) y culminará el último día de dicho año. Este periodo incluye el comisionado.
- La operación comercial de la central se iniciará el primer día del año siguiente a la conclusión del proyecto.
- Los periodos de evaluación son anuales.
- El horizonte de evaluación se ha fijado en 25 años.
- La tasa de descuento usada es el WACC (weight average capital cost) asumida en 11%.
- Impuesto general a las ventas (IGV) es igual al 18%.
- El impuesto a la renta es de 30% sobre las utilidades.
- Se ha considerado una participación de los trabajadores sobre las utilidades antes de impuestos del 1.5%.
- Se ha considerado que el 35% del costo del proyecto será financiado a una tasa del 18% de interés anual.
- Los periodos de depreciación son: obras civiles en 25 años, obras electromecánicas en 10 años, intangibles en 15 años.
- Los ingresos del proyecto corresponden a: Venta de Energía, Venta de Potencia Firme y Venta de Bonos de Carbono.

Las tarifas en barra asumidas para esta evaluación son las correspondientes a la barra Huallanca y se dividen en tarifa en horas de punta y fuera de punta, que de acuerdo a la tabla 2.11 del capítulo 2 son:

Costo por Energía en Hora Punta→ 9.99 ctm S/./kWh

Costo por Energía en Hora Fuera de Punta→ 9.66 ctm S/./kWh

Costo por Potencia Firme→ 16.72 S/./kW-mes

Para las ventas de energía se ha considerado que cada año se operará el 97% del tiempo (11 días con planta parada por mantenimiento) con excepción de cada 5to año en donde se realizará el mantenimiento mayor y por tanto se operaría el 87.5% de año (1.5 meses de mantenimiento). Así mismo se considera que existirá una pérdida del 1.5% de energía en las LL.TT., es decir se exportará el 98.5% de la energía producida.

Para cada mantenimiento mayor se adiciona al gasto de Operación y Mantenimiento el monto de S/.1 200 000.

Se asume que se incluirá un seguro de planta (S/.60 000 anuales).

Para el cálculo de los ingresos por Bonos de Carbón se considera un factor de emisión de carbono de 644 Ton CO<sub>2</sub>/GWh valorado a 43.36 S/./Ton CO<sub>2</sub>.

Se considera un valor residual del 50% del costo del proyecto al finalizar el periodo de evaluación de 25 años.

Los Costos de Operación y Mantenimiento se muestran en la siguiente tabla:

ITEM	DESCRIPCION	MONTO	CANTIDAD	SUB-TOTAL	TOTAL MES	TOTAL AÑO
<b>1.00</b>	<b>PERSONAL ESTABLE</b>					
1.01	Ingeniero Operador	4,200	2	8,400	8,400	117,600
1.01	Técnico Operador	3,600	2	7,200	7,200	100,800
1.01	Mecánico	3,400	2	6,800	6,800	95,200
1.01	Electricista e Instrumentista	3,400	1	3,400	3,400	47,600
	<b>TOTAL PERSONAL ESTABLE</b>				<b>25,800</b>	<b>361,200</b>
<b>2.00</b>	<b>SERVICIOS</b>					
2.01	Vigilantes	1,000	2	2,000	2,000	24,000
	Mantenimiento:					
	Mantenimiento Anual	365,000	1	365,000	365,000	365,000
2.02	Vías de acceso	3,000	1	3,000	3,000	36,000
	<b>TOTAL SERVICIOS</b>					<b>425,000</b>
3.00	Gastos Generales				4,000	48,000
4.00	Seguros Personal				2,580	30,960
5.00	Aliment. Personal	600	9	5,400	5,400	64,800
6.00	Alquiler de vehículo	6,000	1	6,000	6,000	72,000
	<b>TOTAL</b>					<b>215,760</b>
<b>TOTAL GENERAL O&amp;M</b>						<b>1,001,960</b>

Tabla 5.2 Costos de Operación y Mantenimiento en Nuevos Soles.

Los gastos administrativos se muestran en la tabla siguiente:

ITEM	DESCRIPCION	SUELDO MES	CANTIDAD	SUBTOTAL	TOTAL AÑO
<b>1.00</b>	<b>SERVICIOS</b>				
1.01	Gerente General	5,500	1.00	5,500	77,000
1.02	Analista Comercial	3,500	1.00	3,500	49,000
1.03	Administración y logística	2,500	1.00	2,500	30,000
1.04	Contador	2,900	1.00	2,900	34,800
1.05	Secretaria	1,300	1.00	1,300	15,600
1.06	Conserje	800	1.00	800	9,600
1.07	Asesor Técnico-Legal	2,100	1.00	2,100	25,200
1.08	Alquiler de Oficina	3,500	1.00	3,500	42,000
1.09	Alquiler de vehículo	4,500	1.00	4,500	54,000
1.10	Otros (comunicaciones, cómputo, oficina, etc)				15,000
	<b>TOTAL</b>				<b>352,200</b>

Tabla 5.3 Gastos Administrativos en Nuevos Soles.

El flujo de caja económico y financiero para el proyecto evaluado en un periodo de 25 se muestra en la tabla 5.4.

Los resultados obtenidos fueron:

- Valor Actual Neto Económico de S/. 5 356 282.
- Valor Actual Neto Financiero de S/. 4 764 291.
- Tasa Interna de Retorno Económica de 17.23%.
- Tasa Interna de Retorno Financiera de 17.12%.
- Relación Beneficio/Costo de 1.45.

Como los Valores Actuales Netos son mayores que 0, las tasas internas de retorno son mayores al 17% y la relación Beneficio/Costo mayor que 1. Se concluye que el proyecto es viable.

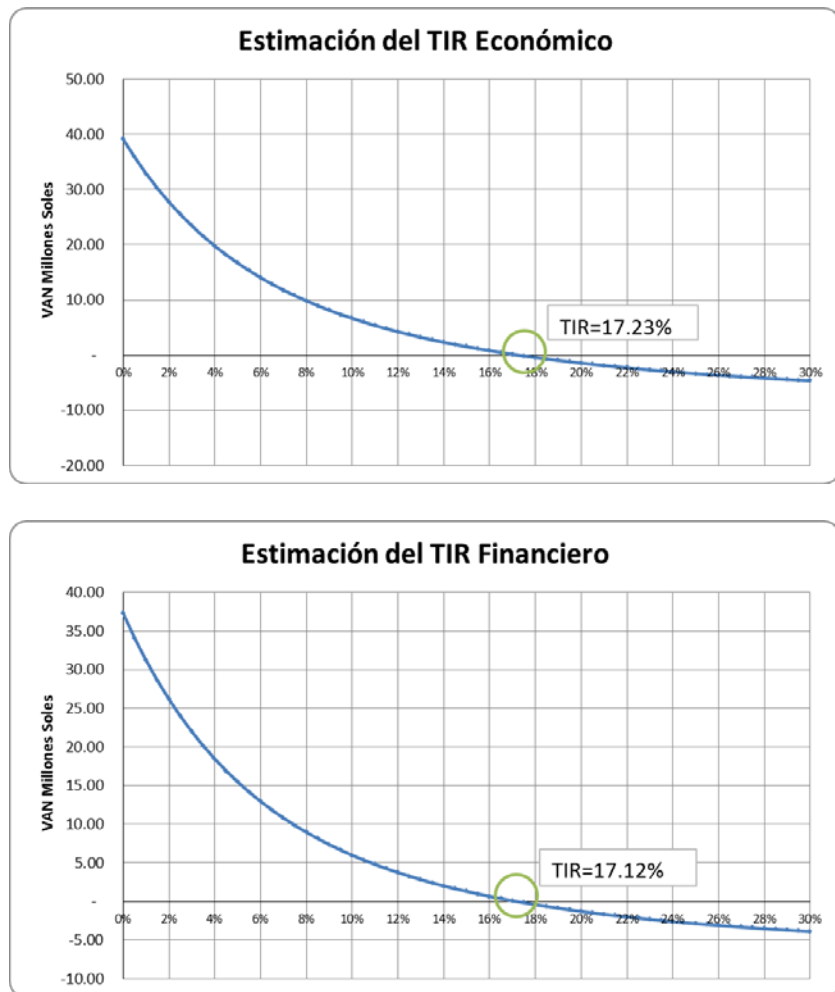


Figura 5.1 Evaluación de la Tasa Interna de Retorno (TIR).

Año	Energía	Ingreso por Potencia	Ingreso por Energía HP	Ingreso por Energía FHP	Ingreso por Bonos de Carbono	Valor Residual	Peaje por Conexión	Peaje por Transmisión	Costo O&M	Gastos Administrativos	Seguros	Participación Trabajadores	Impuesto a la renta	Inversión	Flujos de caja Económico	VAN
	MWh	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	S/.	11.00%
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	(11,845,159)	(11,845,159)	<b>5,356,282</b>
1	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	21,585	425,228		2,417,340	
2	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	24,384	480,357		2,359,413	B/C
3	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	27,182	535,486		2,301,485	<b>1.45</b>
4	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	29,980	590,614		2,243,558	
5	26,123	578,512	543,687	1,997,763	729,457	-	34,877	7,058	2,201,960	352,200	60,000	7,674	151,175		1,034,475	
6	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	32,779	645,743		2,185,631	
7	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	32,779	645,743		2,185,631	
8	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	32,779	645,743		2,185,631	
9	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	32,779	645,743		2,185,631	
10	26,123	578,512	543,687	1,997,763	729,457	-	34,877	7,058	2,201,960	352,200	60,000	7,674	151,175		1,034,475	
11	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	40,164	791,235		2,032,753	
12	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	40,164	791,235		2,032,753	
13	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	40,164	791,235		2,032,753	
14	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	40,164	791,235		2,032,753	
15	26,123	578,512	543,687	1,997,763	729,457	-	34,877	7,058	2,201,960	352,200	60,000	15,059	296,667		881,597	
16	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
17	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
18	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
19	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
20	26,123	578,512	543,687	1,997,763	729,457	-	34,877	7,058	2,201,960	352,200	60,000	16,354	322,176		854,794	
21	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
22	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
23	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
24	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	-	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	41,459	816,744		2,005,950	
25	28,959	694,214	602,716	2,214,663	808,655	4,217,761	34,877	7,058	1,001,960	352,200	60,000	104,725	2,063,092		4,914,096	

Tabla 5.4 Flujos de Caja y evaluación económica.

## CONCLUSIONES

1. Del estudio Hidrológico, se estima que en la naciente de la cuenca del Río Quitaracsa, existe un caudal aprovechable de 1.629 m<sup>3</sup>/s.
2. Se ha podido estimar el potencial hidráulico de la subcuenca del río Quitaracsa analizada en esta tesis, obteniéndose como resultado un potencial de generación de 3.46 MW.
3. Mediante el estudio económico se ha llegado a la conclusión de que es factible la construcción de la Mini Central Hidroeléctrica objeto de esta tesis, ya que los valores actuales netos son positivos y las tasas internas de retorno de los flujos de caja económico y financiero son mayores a la tasa de rentabilidad exigida.
4. El análisis de la matriz de impactos ambientales y sociales indica que los impactos negativos tienen calificación leve y moderada, y con la implementación adecuada del plan de mitigación podrán ser reducidos en su calificación.
5. El proyecto de tesis representa una alternativa para la optimización del aprovechamiento de la cuenca del río Quitaracsa, debido a que la

minicentral operaria en cascada con los proyectos hidroeléctricos Quitaracasa 1 y Quitaracsa 2.

6. De la evaluación geodinámica de la zona del proyecto, se concluye que se debe prestar énfasis en la evaluación de la Sismicidad del terreno, también se deben elaborar planes de contingencia para afrontar deslizamientos, derrumbes, etc.

## **RECOMENDACIONES**

1. La utilización de fuentes renovables de energía presenta beneficios con respecto a las fuentes no renovables, como el ingreso por bonos de carbono, mayor eficiencia y conservación del medio ambiente.
2. Los factores que favorecen la factibilidad económica del proyecto como la eficiencia de transmisión, ingresos por venta de energía y potencia e ingresos por bonos de carbono, deben merecer, una cuidadosa evaluación en etapas más avanzadas de este estudio.
3. La información base que comprende la cartografía, hidrometeorología y geología, es muy importante para el desarrollo de cualquier proyecto hidroenergético. Por ello, resulta sumamente importante que el Proyecto de la Minicentral de 3.46 MW analizada, realice las acciones necesarias relacionadas con la medición de caudales y niveles dentro de la Subcuenca No 2 del Quitaracsá, así mismo es importante realizar una restitución fotogramétrica para la ejecución del levantamiento geológico detallado de la zona de obras.



## BIBLIOGRAFÍA

1. **Manual de Mini y Microcentrales Hidroeléctricas**, *Una Guía para el desarrollo de Proyectos*. ITDP-Perú 1995.
2. **Pequeñas Centrales Hidroeléctricas**. Ramiro Ortiz Flórez, ed. Mc Graw Hill-Colombia 2001.
3. **Proyecto Básico Consolidado Central Hidroeléctrica Quitaracsa I**, Tractebel Engineering 2010.
4. **Estudio De Factibilidad Quitaracsa 1**, S&Z Consultores, 2008.
5. **Actualización Hidrológica Del Proyecto Quitaracsa**, Schlumberger Water Services S.A., 2010.
6. **Centrales Hidroeléctricas**. Gaudencio Zoppetti Judéz, ed. Gustavo Gili-España 1969.
7. **El Sistema Tarifario Del Servicio Público De Electricidad**, *Una Evaluación Desde El Punto De Vista De Los Usuarios*. Giovanna Aguilar Andía. PUCP 2003.
8. **Hydropower in Norway**, *Mechanical Equipment*. Arne Kjolle. Norway 2001.
9. **Plan Referencial de Electricidad 2006-2015**, Dirección General de Electricidad, Ministerio de Energía y Minas.
10. **Manual Para La Evaluación De La Demanda**, *Recursos hídricos, diseño e instalación de microcentrales hidroeléctricas*. Dávila, C.; Vilar, D.; Villanueva, G.; Quiroz, L. Perú 2010.
11. **Estudio de Impacto Ambiental de la Central Hidroeléctrica Quitaracsa1**, Walsh S.A., Enersur S.A. 2010.

12. **Estudio de Impacto Ambiental de la Central Hidroeléctrica Molloco**, Lahmeyer Agua Y Energia S.A., Egasa S.A.
13. **Proyecto de Resolución que fija los Precios en Barra aplicables al período comprendido entre el 01 de mayo de 2011 y el 30 de abril de 2012**, OSINERGMIN.
14. **Análisis de Sistemas Eléctricos de Potencia**, William D.Stevenson, ed. Mc Graw Hill-Mexico 1979.
15. **Evaluación Y Optimización Del Funcionamiento De La Microcentral Hidroeléctrica “La Chácara”**, *Trabajo De Graduación Para Optar Al Grado De Ingeniero Mecánico*, Por:Julio Emilio Argüello Hidalgo, Daniel Armando Rivas Alfaro, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, El Salvador 2010.
16. **Recuperación De Una Pequeña Central Hidroeléctrica Caso De Estudio: La Planta - Choroní Estado Aragua**. *Trabajo De Graduación Para Optar Al Grado De Ingeniero Electricista*, Por: Monro H., Hendrix A, Universidad Central De Venezuela, 2008.
17. **Estudio sobre bonos de carbono para la Línea de Transmisión San Gabán Puerto Maldonado**. Luis J. Geng Torres. Electro Sur Este S.A. 2006.

## **ANEXOS**

## ANEXO 1

### Método de Gumbel para análisis de Avenidas

En teoría de probabilidad y estadística la distribución de Gumbel es utilizada para modelar la distribución del máximo (o el mínimo), por lo que se usa para calcular valores extremos. La distribución de Gumbel o distribución generalizada exponencial gamma se utiliza habitualmente en el cálculo de los caudales de avenida para el dimensionamiento y diseño de los aliviaderos de las grandes presas hidráulicas. Se trata de una herramienta de cálculo de probabilidades de contrastada validez en el estudio de máximos de una serie. También es usada en ingeniería marítima y en general en el diseño de construcciones civiles que puedan estar sometidas a condiciones climatológicas extremas. Lo que se pretende con esta distribución es obtener la probabilidad de que en una determinada serie se den nuevos máximos dadas unas condiciones iniciales.

Para calcular el caudal máximo para un período de retorno determinado se usa la ecuación:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (Y_N - \ln(T))$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ : Caudal máximo para un periodo de retorno determinado (m<sup>3</sup>/s).

$Q_m$ : Caudal promedio (m<sup>3</sup>/s).registro.

N: Número de años de registro.

T: Periodo de retorno

$\sigma_Q$ : Desviación estándar de los caudales datos.

$\sigma_N$ ,  $\bar{Y}_N$ : Constantes en función de N, tomados de la tabla A.

N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$	N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.02057	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.1047	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.1436	200	0.56715	1.23598

Tabla A Constantes  $\sigma_N$ ,  $\bar{Y}_N$  en función de N para la distribución de Gumbel.

Para calcular el intervalo de confianza  $\Delta Q$ , o sea, aquel dentro del cual puede variar  $Q_{\text{máx}}$  dependiendo del registro disponible se hace lo siguiente.

- Si  $\phi = 1-1/T$  varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \propto \sigma_m \left( \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \right)$$

Donde:

$\sigma_N$ : Constante en función de N, (tabla A).

$\sigma_Q$ : Desviación estándar de caudales.

N: Número de años de registro.

$\sqrt{N} \propto \sigma_m$ : Constante en función de  $\phi$  (tabla B).

$\phi$	$\sqrt{N \propto \sigma_m}$
0.01	(2.1607)
0.02	(1.7894)
0.05	(1.4550)
0.10	(1.3028)
0.15	1.2548
0.20	1.2427
0.25	1.2494
0.30	1.2687
0.35	1.2981
0.40	1.3366
0.45	1.3845
0.50	1.4427
0.55	1.5130
0.60	1.5984
0.65	1.7034
0.70	1.8355
0.75	2.0069
0.80	2.2408
0.85	2.5849
0.90	(3.1639)
0.95	(4.4721)
0.98	(7.0710)
0.99	(10.000)

Tabla B Constantes para el cálculo del intervalo de confianza en función de  $\phi$ .

- Si  $\phi > 0.90$ , el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm 1.14x \frac{\sigma_Q}{\sigma_N}$$

El caudal máximo de diseño  $Q_d$  para un cierto período de retorno será igual al caudal máximo más el intervalo de confianza:

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta Q$$

## ANEXO 2

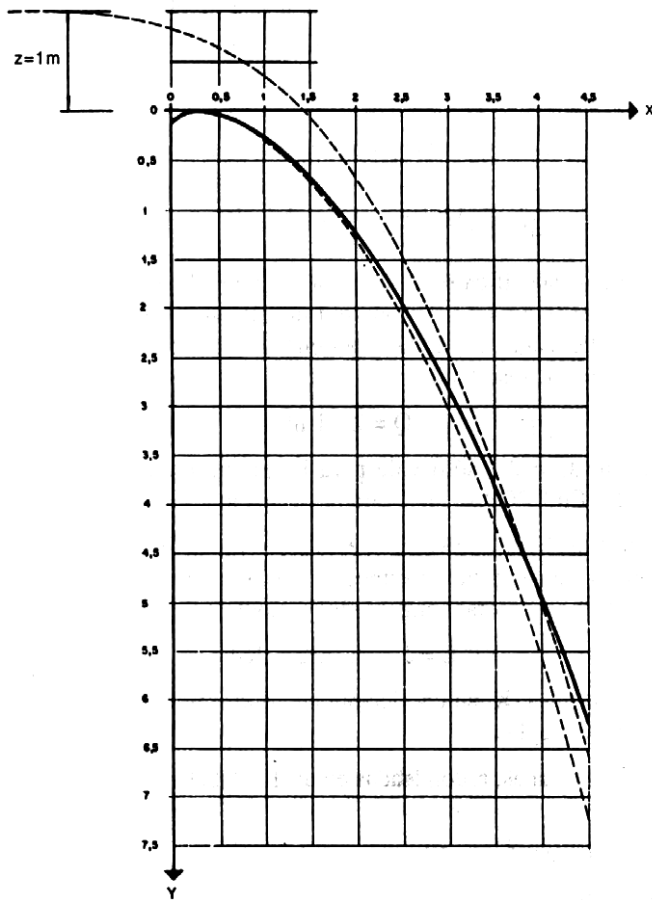
### **Perfil del Vertedero de Pared Gruesa**

Los vertederos en pared delgada son muy delicados y sólo se usan en medidas muy precisas de laboratorio o en aforadores de corto caudal.

En un vertedero de pared delgada la lámina se despega francamente y sus filetes superior e inferior están a la presión atmosférica. Luego un vertedero de hormigón que tenga un perfil coincidente con el del filete inferior de la lámina despegada tendría presiones nulas en su paramento.

Pero la presión cero no conviene, en principio, porque cualquier vibración, onda o discontinuidad en la lámina puede traducirse en una variación accidental de la presión y hacer que ésta oscile entre positiva y negativa, lo que sería perjudicial para el hormigón. Por ello es preferible que la lámina quede adherida con una ligera presión sobre el paramento, para contrarrestar las depresiones accidentales.

Un perfil que cumple esas condiciones y está sancionado por la experiencia de muchos años en la mayor parte de las presas del mundo es el debido a Creager, que se muestra en la figura. En ella puede verse el chorro teórico libre y el desplazamiento hacia agua abajo a que le obliga el paramento para asegurar su adherencia. Los perfiles se definen por coordenadas para una lámina de 1 m; para cualquier otra se multiplican las coordenadas por la relación con la lámina tipo.



X	Y
0.000	0.126
0.100	0.036
0.200	0.007
0.300	0.000
0.400	0.007
0.600	0.060
0.800	0.142
1.000	0.257
1.200	0.397
1.400	0.565
1.700	0.870
2.000	1.220
2.500	1.960
3.000	2.820
3.500	3.820
4.000	4.930
4.500	6.220