

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN HIDRÁULICA DEL SISTEMA DE
CAPTACIÓN DEL CANAL DE RIEGO ALUMÍS BAJO EN LA
PROVINCIA DE COTOPAXI**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION HIDRÁULICA**

JAIME ADRIÁN RAMOS VITERI

lr_jar9@yahoo.com

CRISTIAN PÁUL SALAZAR CORRALES

c88salazar@hotmail.com

DIRECTOR: ING. HECTOR FUEL M.

hector.fuel@epn.edu.ec

Quito, Noviembre 2013

DECLARACIÓN

Nosotros, Jaime Adrián Ramos Viteri y Cristian Paúl Salazar Corrales, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**JAIME ADRIÁN RAMOS
VITERI**

**CRISTIAN PAÚL SALAZAR
CORRALES**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Jaime Adrián Ramos Viteri y Cristian Paúl Salazar Corrales bajo mi supervisión.

**ING. HECTOR FUEL M.
DIRECTOR DEL PROYECTO**

AGRADECIMIENTOS

A la Escuela Politécnica Nacional, en la que he recibido una excelente formación en el campo de la Ingeniería Civil.

Un agradecimiento especial al Ing. Ciro Menéndez e Ing. Héctor Fuel, por apoyar el desarrollo de este Proyecto de Titulación en sus diferentes etapas.

A todos mis profesores, que a lo largo de la carrera colaboraron con sus conocimientos, enseñanzas y consejos durante toda la carrera para una sólida formación académica en mí.

A mi familia especialmente a mis padres y hermanas, que con sus consejos, dedicación y confianza han hecho que cada día busque superar todos los límites y adversidades que se presentan en mi diario vivir.

A mi tía Maribel que es como una segunda madre para mí, que me ha ayudado con sus consejos y cariño el tiempo que he pasado en Quito mientras estudié la carrera.

A varios amigos y compañeros de clase como: Emilio, Belén, Oscar, Diego, Darío, Graciela, Betsabé, Marco, Santiago, Amalia, Xavier, Ruth, Danny con los que he compartido buenas vivencias y han estado siempre desinteresadamente.

A todas aquellas personas amigas que han sido partícipes en varios momentos de la carrera, y de forma especial a quienes han colaborado con el desarrollo del Proyecto como: César Intriago, Alfonso Caicedo, Renán Lara.

Muchas gracias y Dios les pague a todos desde el fondo de mi corazón.

Jaime Adrián

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto de titulación no hubiera sido posible sin la colaboración que prestaron, de una u otra manera a los Ingenieros: Aníbal Vaca, Marcelo Espinoza, Héctor Fuel y Remigio Galárraga, del mismo modo a las Instituciones y sus directivos: SENAGUA y sus administraciones zonales, INAMHI y su departamento de Subprocesos y al IGM, que con su ayuda en la búsqueda de información contribuyeron en nuestro trabajo. Al igual que amigos cercanos César, Esteban, Felipe, Andrea, Liss, Paul, Fernando y Jessica, gracias por su apoyo.

A ellos, y a muchos más amigos que me alentaron en la tarea de estos últimos años, dedico el resultado, de lo que es un pequeño logro para alcanzar una meta más alta.

Cristian Paúl

DEDICATORIA

A Dios, por darme bendiciones a lo largo de mi vida para culminar con éxito esta etapa con la obtención de mi título.

A mi padre, quien me ha inculcado siempre buenos valores y consejos en todos los campos de mi vida y por ayudarme a escoger el tema del proyecto de titulación y en varias cosas de su desarrollo.

A mi madre, quien desde pequeño ha inculcado en mí hábitos de estudios, por sus consejos y apoyo especial dándome fuerzas para seguir adelante y conseguir todas mis metas. Le debo mucho este éxito.

A nana Julia que siempre se preocupó que no me falte nada.

A Gina Victoria y Adrián Alejandro, quienes son un motor importante en mi vida. Gracias por su cariño y comprensión en todo momento, los amo.

A toda mi familia, a mi abuelito, tíos, primos que han estado incondicionalmente.

Jaime Adrián

DEDICATORIA

A Mis Padres

Cristian Paúl

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
AGRADECIMIENTOS	V
DEDICATORIA	VI
DEDICATORIA	VII
CONTENIDO	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS	XIV
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XV
RESUMEN	XVI
ABSTRACT	XVII
PRESENTACIÓN	XVIII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 GENERALIDADES	1
1.3 ANTECEDENTES	2
1.4 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	6
1.5 PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN	16
CAPÍTULO 2	22
LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DE CAMPO	22
2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA OBRA DE TOMA E IMPLANTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	22
2.2 RECOLECCIÓN DE DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS	24
2.3 ELABORACIÓN DE LAS CURVAS DE DURACIÓN GENERAL Y DE CRECIENTES	45

2. 4	REQUERIMIENTOS HÍDRICOS	67
2. 5	CALIDAD DEL RECURSO	74
2. 6	CAUDAL ECOLÓGICO	77
	CAPÍTULO 3.....	80
	ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS EXISTENTES	80
3. 1	GENERALIDADES.....	80
3. 2	REJA DE ENTRADA	80
3. 3	DESRIPIADOR.....	86
3. 4	PANTALLAS REGULADORAS	90
3. 5	ALIVIADERO.....	93
3. 6	DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL DESARENADOR.....	94
3. 7	CÁLCULO EN CRECIDA	102
3. 8	COMPUERTA DE LIMPIEZA	127
	CAPÍTULO 4.....	130
	OPTIMIZACIÓN HIDRÁULICA DE LA OBRA DE CAPTACIÓN.....	130
4. 1	ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS	130
	CAPÍTULO 5.....	154
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	154
5. 1	CONCLUSIONES.....	154
5. 2	RECOMENDACIONES	158
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	160
	ANEXOS	163
	ANEXO No 1 DOCUMENTACIÓN LEGAL DE RESPALDO.....	164
	ANEXO No 2 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO ALUMÍS.....	176
	ANEXO No 3 PLANOS	177
	ANEXO No 4 CARACTERÍSTICAS CUENCA CUTUCHI-SC ALUMÍS.....	178
	ANEXO No 5 PRECIPITACIÓN MENSUAL Y RELLENO DE DATOS	183
	ANEXO No 6 PARÁMETROS CUENCA CUTUCHI A.J. YANAYACU.....	190
	ANEXO No 7 VALORES PLUVIOMETRICOS	195
	ANEXO No 8 CAUDALES MEDIOS MENSUALES	201
	ANEXO No 9 CAUDALES MEDIOS MENSUALES PARA LA C.D.G.	206

ANEXO No 10	AFOROS.....	208
ANEXO No 11	VALORES DE σ_n e Y_n EN FUNCIÓN DE n	214
ANEXO No 12	VALORES DE E_r EN FUNCIÓN DE C_v y P en %	216
ANEXO No 13	VARIABLES CLIMATOLÓGICAS.....	218
ANEXO No 14	TABLAS CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN	220
ANEXO No 15	EVAPOTRANSPIRACIÓN MÉTODO DE THORNWAITE	224
ANEXO No 16	EVAPOTRANSPIRACIÓN DE BLANEY CRIDDLE MODIFICADO	226
ANEXO No 17	REQUERIMIENTOS DE LOS CULTIVOS.....	238
ANEXO No 18	GRÁFICO DE COFRÉ Y BUCHHEISTER	241
ANEXO No 19	C_d PARA PARED GRUESA	243
ANEXO No 20	VALORES DEL COEFICIENTE DE MANNING	245
ANEXO No 21	DETALLE FINAL DEL AZUD.....	247
ANEXO No 22	PLANOS PRIMERA ALTERNATIVA	248
ANEXO No 23	PLANOS SEGUNDA ALTERNATIVA.....	249

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.1	Coordenadas del sistema de captación Alumís Bajo.....	6
TABLA 2.1	Coordenadas de las obras de toma del Proyecto Alumís Alto.....	22
TABLA 2.2	Precipitación media del río Cutuchi-SC Alumís Bajo.....	39
TABLA 2.3	Características morfológicas río Cutuchi A.J. Yanayacu.....	41
TABLA 2.4	Serie de datos de las diferentes estaciones meteorológicas	41
TABLA 2.5	Estaciones meteorológicas cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu...	42
TABLA 2.6	Valores de precipitación media anual de las estaciones	44
TABLA 2.7	Orden y clasificación de datos	46
TABLA 2.8	Valores de Caudales asociados a una probabilidad de ocurrencia ..	47
TABLA 2.9	Resumen de valores de caudales obtenidos en los aforos.....	49
TABLA 2.10	Valores de las características estadísticas de caudales	51
TABLA 2.11	Valores de las características estadísticas $Y = \ln Q$	53
TABLA 2.12	Valores de probabilidad de excedencia.....	54
TABLA 2.13	Desviación estándar de la serie de caudales medios anuales.....	58
TABLA 2.14	Período de retorno obtenidos con el Método de Gumbel	59
TABLA 2.15	Obtención de C_v y C_s a partir de los caudales medios anuales	61
TABLA 2.16	Valores de E_r y K	61
TABLA 2.17	Período de retorno obtenidos con el Método de Lebediev	62
TABLA 2.18	Tabla de apoyo para el Método de Fuller	63
TABLA 2.19	Período de retorno obtenidos con el Método de Fuller	64
TABLA 2.20	Valores de K de la fórmula desarrollada por el INERHI	66
TABLA 2.21	Períodos de retorno con los métodos estadísticos	67
TABLA 3.1	Valores de $Y_{1/a}$ para un determinado C_d	105
TABLA 3.2	Coordenadas del perfil Creager para $H_e = 1\text{m}$	115
TABLA 3.3	Coordenadas del perfil Creager para $H_e = 0.59\text{m}$	116
TABLA 3.4	Cálculo del calado d con mediante aproximaciones sucesivas	120
TABLA 3.5	Valores de los elementos del azud.....	127
TABLA 4.1	Cálculo del número de barrotes	133
TABLA 4.2	Valores calculados de M	139

TABLA 4.3	Datos y resultados generales del desarenador de una cámara	142
TABLA 4.4	Datos y resultados para el desarenador de dos cámaras	146
TABLA 4.5	Dimensiones a emplearse en función del tamaño del pez	153

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1	Esquema General del Proyecto de Riego Alumís	2
FIGURA 2.1	Esquema de las cartas digitales utilizadas en el	23
FIGURA 2.2	Delimitación de la cuenca del Río Cutuchi-SC Alumís Bajo	25
FIGURA 2.3	Longitud del cauce principal del río Cutuchi-SC Alumís Bajo	26
FIGURA 2.4	Área y perímetro de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo	27
FIGURA 2.5	Orden de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo	30
FIGURA 2.6	Longitud en línea recta LT y Longitud L del cauce principal	32
FIGURA 2.7	Ubicación de la estación Cotopaxi-Minitrak	37
FIGURA 2.8	Cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu	40
FIGURA 2.9	Estaciones en la Cuenca Cutuchi A.J. Yanayacu	43
FIGURA 3.1	Formas de barrotes	82
FIGURA 3.2	Niveles correspondientes a la reja de entrada en estiaje	85
FIGURA 3.3	Vista en planta de la cámara desripiadora	86
FIGURA 3.4	Corte longitudinal de la cámara desripiadora	87
FIGURA 3.5	Dimensiones del canal de desfogue del desripiador	88
FIGURA 3.6	Cálculo del calado normal del canal de desfogue del desripiador ..	89
FIGURA 3.7	Esquema de los niveles de pantallas y el aliviadero	91
FIGURA 3.8	Niveles de agua que pasan por las pantallas	93
FIGURA 3.9	Carga sobre el vertedero del desarenador	99
FIGURA 3.10	Calado aguas abajo de la compuerta del desarenador	104
FIGURA 3.11	Valor de $y1/a$ para un $Cd=0.44$, Cofré y Buchheister	105
FIGURA 3.12	Niveles de crecida para las pantallas y el aliviadero	107
FIGURA 3.13	Niveles sobre la reja de entrada en creciente	109
FIGURA 3.14	Cargas sobre la cresta del azud	111

FIGURA 3.15	Coeficientes de descarga de vertederos Creager	112
FIGURA 3.16	Profundidades en el resalto	118
FIGURA 3.17	Niveles para el cálculo del Resalto Hidráulico	118
FIGURA 3.18	Elementos del azud	127
FIGURA 4.1	Niveles en la reja de entrada para una pérdida de 0.06 m	137
FIGURA 4.2	Cálculo de la longitud del vertedero	139
FIGURA 4.3	Cálculo del calado normal en el canal de limpieza	141
FIGURA 4.4	Calado en el vertedero del desarenador (primera alternativa).....	143
FIGURA 4.5	Nivel en el aliviadero (primera alternativa)	143
FIGURA 4.6	Niveles de crecida en la reja de entrada (primera alternativa).....	144
FIGURA 4.7	Calado en el vertedero del desarenador (segunda alternativa) ...	147
FIGURA 4.8	Nivel en el aliviadero (segunda alternativa).....	148
FIGURA 4.9	Niveles de crecida en la reja de entrada (segunda alternativa) ...	148

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 1.1	Toma del Río Tamboyacu	4
FOTOGRAFÍA 1.2	Toma Directa en la Quebrada Sin Nombre.....	4
FOTOGRAFÍA 1.3	Toma directa en la Quebrada Cajas	5
FOTOGRAFÍA 1.4	Muros de Ala	7
FOTOGRAFÍA 1.5	Vista Frontal del Azud	7
FOTOGRAFÍA 1.6	Compuerta de Limpieza	8
FOTOGRAFÍA 1.7	Orificio de toma lateral	9
FOTOGRAFÍA 1.8	Compuerta de limpieza de la cámara desripiadora.....	10
FOTOGRAFÍA 1.9	Primera pantalla	11
FOTOGRAFÍA 1.10	Segunda pantalla	11
FOTOGRAFÍA 1.11	Ubicación del aliviadero lateral	12
FOTOGRAFÍA 1.12	Compuerta del desarenador y bypass	12
FOTOGRAFÍA 1.13	Elementos del desarenador.....	13
FOTOGRAFÍA 1.14	Canal de limpieza del desarenador	14
FOTOGRAFÍA 1.15	Bypass	14
FOTOGRAFÍA 1.16	Colchón de agua	15
FOTOGRAFÍA 1.17	Canal principal, fin de la captación	16
FOTOGRAFÍA 1.18	Azolve de la margen izquierda del azud	17
FOTOGRAFÍA 1.19	Desprendimiento en la parte frontal del azud	17
FOTOGRAFÍA 1.20	Acumulación de material en el canal de	18
FOTOGRAFÍA 1.21	Fugas producidas por el cierre no hermético.....	19
FOTOGRAFÍA 1.22	Fuga cierre no hermético en la compuerta del desripiador .	19
FOTOGRAFÍA 1.23	Apertura insuficiente en la compuerta	20
FOTOGRAFÍA 1.24	Deflexión de la compuerta del desarenador	20
FOTOGRAFÍA 3.1	Entrada de agua por la reja	81
FOTOGRAFÍA 3.2	Dimensiones de la reja entrada	82
FOTOGRAFÍA 3.3	Ubicación de las pantallas.....	90
FOTOGRAFÍA 3.4	Vista del aliviadero	94
FOTOGRAFÍA 3.5	Ubicación del desarenador	95

FOTOGRAFÍA 3.6	Ubicación del azud	110
FOTOGRAFÍA 3.7	Material del lecho del río	122
FOTOGRAFÍA 3.8	Ubicación de la compuerta de limpieza	128
FOTOGRAFÍA 4.1	Vertiente de posible captación.....	131

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 2.1	Curva hipsométrica de la del río Cutuchi-SC Alumís Bajo	34
GRÁFICO 2.2	Perfil del cauce principal	35
GRÁFICO 2.3	Curva de Duración General del río Cutuchi-SC Alumís Bajo	48
GRÁFICO 2.4	Curvas de variación estacional del río Cutuchi-SC Alumís Bajo	55
GRÁFICO 2.5	Obtención de los valores a y b del Método de Fuller	64
GRÁFICO 3.1	Comparación perfil existente - perfil calculado	117

RESUMEN

El presente proyecto de titulación, pretende identificar y dar alternativas de optimización hidráulica a los problemas que presenta el Sistema de Captación Alumis Bajo, que sirve a diez comunidades de la Parroquia Pastocalle y parte de la Parroquia Tanicuchi pertenecientes al Cantón Latacunga en la Provincia de Cotopaxi, que no cuentan con los recursos suficientes y el apoyo de las autoridades.

Ubica e identifica al Proyecto Alumís en sus dos etapas (Alumís Alto y Bajo), para luego efectuar un levantamiento topográfico en la zona del Sistema de Captación.

Caracteriza los factores físico-geográficos de la cuenca en donde se ubica la obra de toma, que es abastecida además por un trasvase desde la zona alta del Proyecto de Riego Alumís, con el propósito de identificar los caudales que llegan al sitio.

Analiza el funcionamiento hidráulico de cada uno de los elementos que conforman la obra de toma, con el propósito de identificar los problemas que afecten su desempeño.

Por último da alternativas de optimización en el Sistema de Captación, para que en un futuro a corto plazo los directivos del Proyecto de Riego conjuntamente con la comunidad las apliquen, y el recurso hídrico sea aprovechado de una manera eficiente.

ABSTRACT

This degree project aims to identify and provide alternatives to hydraulic optimization problems in the Alumis Collection System Under, serving ten communities of the Parish Pastocalle and part of the Parish Tanicuchi belonging to the Canton Latacunga in Cotopaxi Province , that do not have sufficient resources and support from the authorities.

Locates and identifies the project in two stages Alumís (Alumís Upper and Lower) and then carry out a survey in the area of Collection System.

Characterized physical-geographical factors of the basin where the intake is located, which is also supplied by a transfer from the upper Alumís Irrigation Project, with the aim of identifying the flows to the site.

Analyzes the hydraulic performance of each of the elements of the in take, in order to identify problems affecting their performance.

Finally give the optimization alternatives Collection System, so that in the short-term future Irrigation Project managers together with the community to implement them, and the water resource is efficiently exploited.

PRESENTACIÓN

El aprovechamiento del recurso hídrico constituye un pilar fundamental en el desarrollo de la humanidad en todos los aspectos. Se destaca fundamentalmente el uso para el consumo humano y para riego con el fin de garantizar el bienestar y la soberanía alimentaria.

La obra toma que es destinada para estos propósitos; puede presentar defectos de construcción o diseño, o simplemente falta de mantenimiento continuo que no permiten aprovechar el todo el recurso con el que se cuenta.

En este proyecto de titulación se tratan cuatro temas fundamentales, cada uno contiene una breve introducción y un análisis de la información recogida:

- Introducción y Generalidades

Se da a conocer la ubicación general del Proyecto de Riego Alumís, los antecedentes, la descripción de las diferentes obras hidráulicas que lo conforman. Además se describe los elementos que conforman el Sistema de Captación Alumís Bajo y se detallan los problemas que presentan.

- Levantamiento de información de campo

Proporciona la información topográfica de la obra de toma plasmada en los respectivos planos; así como también la caracterización físico-geográfica de la cuenca; y la recolección de datos hidrometeorológicos para la obtención de los caudales de diseño y crecida.

- Análisis del funcionamiento hidráulico de las obras existentes

Involucra el análisis y cálculo hidráulico de cada uno de los elementos que conforman el Sistema de Captación: azud, desagüe de fondo, reja de entrada, desripador, pantallas reguladoras de flujo de creciente, aliviadero, desarenador y bypass.

- Optimización hidráulica de la obra de captación

Presenta alternativas de diseño que pretenden optimizar el funcionamiento del Sistema de Captación Alumís Bajo, para así garantizar que el recurso sea utilizado con mayor eficiencia.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Mediante esta investigación se pretende identificar los problemas que presenta el sistema de captación Alumís Bajo, que sirve a diez comunidades de la Parroquia Pastocalle y parte de la Parroquia Tanicuchi, pertenecientes al Cantón Latacunga en la Provincia de Cotopaxi; ya que en época de estiaje el caudal que está ingresando a ésta estructura no abastece a parte de la zona de riego.

Con el propósito de dar recomendaciones para que en un futuro a corto plazo, las pérdidas de agua generadas en el Sistema de Captación, sean reducidas y aprovechadas con eficiencia dentro del área de riego para satisfacer las necesidades de la población beneficiada.

1.2 GENERALIDADES

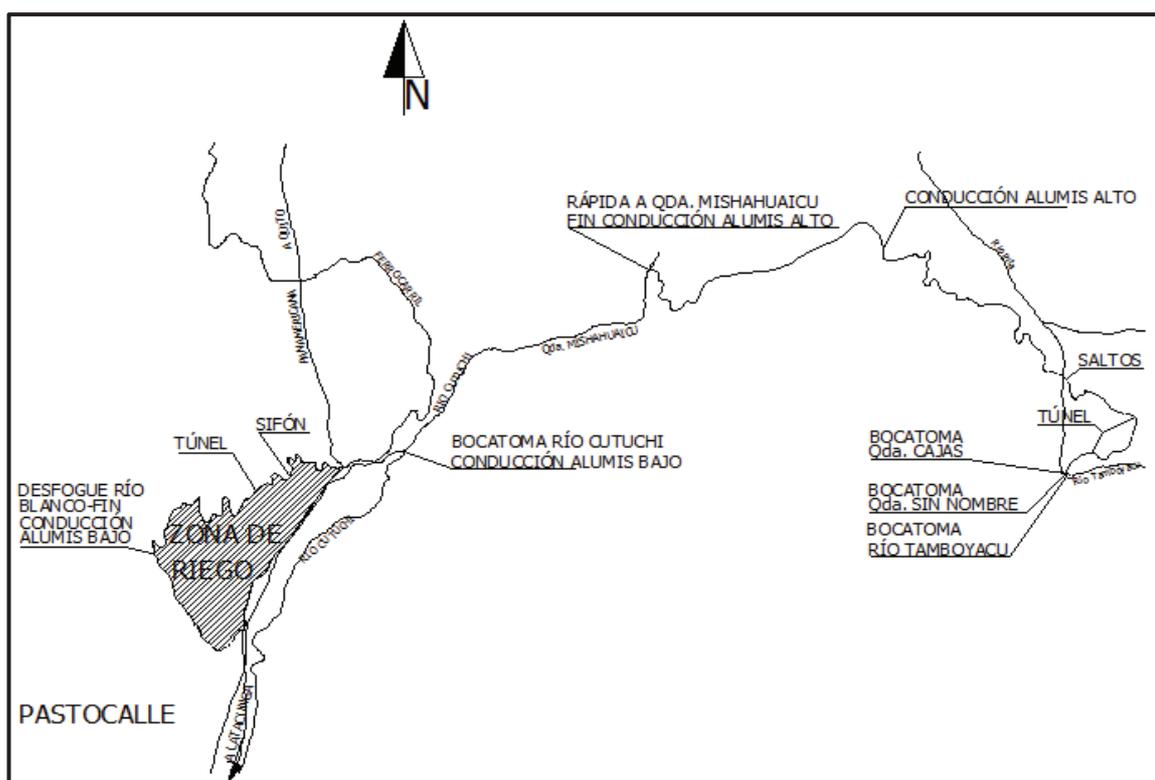
La zona del proyecto Alumís, está ubicada dentro del Callejón Interandino, en el área de influencia de la cuenca del río Patate, a unos 20 Km al norte de la ciudad de Latacunga, tiene comunicación directa a través de la carretera Panamericana Sur. Dispone de varias vías de tercer orden y la línea de ferrocarril en el tramo Quito-Riobamba, que pasa al borde de la zona de riego.

El Proyecto de Riego Alumís está conformado por dos etapas. Ver Figura 1.1:

- Proyecto Alumís Alto.-Compuesto por: tres bocatomas que captan las aguas del río Tamboyacu y de las quebradas Sin Nombre y Cajas, que pertenecen a la vertiente oriental de la cuenca alta del río Tambo; canales y túneles de conducción hasta la rápida de desfogue de la quebrada Mishahuaycu.

- Proyecto Alumís Bajo: Abarca la zona de riego en un área de 1461.21 hectáreas y está constituido por: una toma convencional en el río Cutuchi; obras de conducción como canales, sifones, túneles; redes secundarias y terciarias de tuberías para riego por aspersión.

FIGURA 1.1 Esquema General del Proyecto de Riego Alumís



Fuente: Resumen Ejecutivo Del Proyecto Alumís, INERHI 1995

Fisiográficamente, la zona de captación se sitúa en los declives del volcán Cotopaxi y la zona de riego en los declives de los nevados Ilinizas, en una meseta casi plana a suavemente ondulada, con pendientes que no sobrepasan el 10%; en la parte norte hay algunos sectores de relieve muy irregular con pequeñas colinas redondeadas y quebradas profundas.

1.3 ANTECEDENTES

De acuerdo al Juicio de Adjudicación de Aguas No. 90 del 4 de Julio de 1960, al Proyecto de Riego Alumís, se le otorgó un caudal 1980 litros por segundo

proveniente de las Quebradas Curipogyo, Padre Shayana, Cajas, Tundimachay y Chirimachay para su aprovechamiento, ver ANEXO No 1. A lo largo del recorrido del Proyecto hasta llegar al sitio de la captación Alumís Bajo, no se encuentran aguas adjudicadas a otras personas o instituciones.

El Proyecto de Riego Alumís posee una Junta de Usuarios constituida legalmente el 29 de Junio de 1990, que organiza a los sectores que lo constituyen, trabajando en la modalidad de mingas cuando se requiere mantenimientos y limpiezas rutinarias.

Los estudios del Proyecto Alumís Alto fueron realizados antes de 1960 por el Consejo Provincial de Cotopaxi, que construyó las captaciones en el río Tamboyacu y en la quebrada Cajas y 32.64 km de la conducción, obras que permanecieron abandonadas hasta el año 1975, en que INERHI tomó a cargo el proyecto y procedió al mejoramiento de las mismas, en ese año la institución realizó los estudios preliminares del sector Alumís Bajo conjuntamente con la construcción de la plataforma de la conducción en 14.15 Km de longitud, incluyendo el paso de la carretera Panamericana.

En el año 1981, el INERHI realizó el estudio de suelos de la zona de riego en un área de 1317 Ha. De las interpretaciones de las características físico-químicas de los suelos y de sus condiciones topográficas y drenaje, se identificaron las clases agrícolas 2, 3, 4 y 6. El área apta para riego comprende la sumatoria de las clases 2, 3 y 4, con 1313 Ha. Descontando el área de uso en infraestructura y otros, la superficie de riego es de 1300 hectáreas.

En septiembre de 1986 INERHI contrató estudios de factibilidad que fueron entregados en 1988, en noviembre de 1989 se concluyeron los diseños definitivos para su construcción.

Las obras hidráulicas que conforman el proyecto Alumís Alto y Bajo son:

- Toma convencional en el río Tamboyacu, capta un caudal de $0.50 \text{ m}^3/\text{s}$, está conformada por: dos muros de ala que encierran a una quebrada de

doscientos metros de longitud, dos azudes, una compuerta de limpieza y dos compuertas desrpiadoras. Ver Fotografía 1.1.

FOTOGRAFÍA 1.1 Toma del Río Tamboyacu



Fuente: Proyecto de Riego Alumís Alto, Sector Nororiental del Volcán Cotopaxi

- Toma directa en la quebrada Sin Nombre, capta un caudal de $0.16 \text{ m}^3/\text{s}$, está compuesta por un azud y dos compuertas reguladoras. Ver Fotografía 1.2.

FOTOGRAFÍA 1.2 Toma Directa en la Quebrada Sin Nombre



Fuente: Proyecto de Riego Alumís Alto, Sector Nororiental del Volcán Cotopaxi

- Toma directa en la quebrada Cajas, capta un caudal de $0.13 \text{ m}^3/\text{s}$, está conformada por un vertedero de excesos y una compuerta de purga. Ver Fotografía 1.3.

FOTOGRAFÍA 1.3 Toma directa en la Quebrada Cajas



Fuente: Proyecto de Riego Alumís Alto, Sector Nororiental del Volcán Cotopaxi

- Conducción principal del sector Alumís Alto de 32.64 km de longitud entre canales de sección trapezoidal y rectangular con tramos embaulados y túneles.
- Rápida de desfogue del canal Alumís Alto a la quebrada Mishahuaycu, de 8.50 m de desnivel.
- Obras de corrección y protección del cauce de un tramo de las quebradas Mishahuaycu y Chanchunga.
- Toma convencional en el río Cutuchi.
- Conducción principal del sector Alumís Bajo de 14.15 km, incluye canal a cielo abierto, túnel y estructuras especiales para el cruce de quebradas.
- Sistema de distribución secundaria y terciaria con 13 ramales que totalizan 20.76 km de longitud.

La toma convencional en el río Cutuchi, llamada sistema de captación Alumís Bajo, está localizada a 4 km de la entrada principal al Parque Nacional Cotopaxi a una elevación promedio de 3200 msnm, su ubicación corresponde a las coordenadas mostradas en la Tabla 1.1.

TABLA 1.1 Coordenadas del sistema de captación Alumís Bajo

COORDENADAS UTM		
X= 770973.74	Y= 9924198.13	Z= 3216.04

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Mediante Acta de Transferencia celebrada el 09 de Febrero de 2012 entre el Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca y el Gobierno Autónomo Descentralizado de la Provincia de Cotopaxi, se entrega de una institución a otra, la rectoría local, regulación, planificación, el control y la gestión de los Sistemas de Riego públicos uni-provinciales de la provincia de Cotopaxi, los mismos que comprenden: el Proyecto de Riego Alumís, Sistema de Riego Canal Norte y Sistema de Riego Jiménez Cevallos, cumpliendo con el numeral 5 del artículo 263 de la Constitución de la República, Ver ANEXO No. 1.

1.4 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

Dentro de un sistema de captación existen diferentes estructuras hidráulicas que hacen posible que ingrese el caudal requerido y concesionado por las instituciones correspondientes, de modo que éste no exceda lo establecido y no afecte a las actividades cotidianas aguas abajo.

La captación Alumís Bajo corresponde a una toma convencional compuesta de los siguientes elementos:

1.4.1 MUROS DE ALA

Los muros de ala ubicados en la margen izquierda y derecha de la captación encierran a la quebrada por donde circula el río Cutuchi. Ver Fotografía 1.4

FOTOGRAFÍA 1.4 Muros de Ala



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.2 AZUD

Tiene una longitud de 20 metros, su función es elevar el nivel de agua para que ingrese a la toma; del mismo modo en épocas de crecida los excesos se vierten por su cresta, con una carga máxima de 1.65 metros; ya que si existen cargas superiores a este valor, el Sistema de Captación se inundaría. Ver Fotografía1.5.

FOTOGRAFÍA 1.5 Vista Frontal del Azud



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.3 COMPUERTA DE LIMPIEZA

Está situada junto a la margen derecha del azud en dirección del río. Es una compuerta de elevación manual cuyas dimensiones son: 2.2 metros de ancho por 1.2 metros de apertura, posee un canal en la parte posterior utilizado para la evacuación de los sedimentos que son arrastrados por el cauce. Ver Fotografía 1.6.

FOTOGRAFÍA 1.6 Compuerta de Limpieza



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.4 ORIFICIO DE TOMA LATERAL

La toma lateral posee forma rectangular con un ancho y alto de 2.39 y 0.60 metros respectivamente, una reja en la entrada sin inclinación respecto a la horizontal conformada por barrotes rectangulares que impiden el paso del material acarreado por el río. Ver Fotografía 1.7.

FOTOGRAFÍA 1.7 Orificio de toma lateral



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.5 DESRIPIADOR

La cámara desripiadora está ubicada a continuación de la bocatoma, posee forma en V, cuya parte horizontal se conecta con una compuerta de elevación manual de 0.91 metros de ancho por 0.72 metros de apertura, que permite el paso y la evacuación de los sólidos más pesados que ingresaron por la reja, detrás de esta compuerta existe un canal con una pendiente capaz de trasladar todos estos sólidos hasta el canal de la compuerta de limpieza. Ver Fotografía 1.8.

FOTOGRAFÍA 1.8 Compuerta de limpieza de la cámara desripadora



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.6 PANTALLAS REGULADORAS

La primera pantalla está situada a continuación del desripador, controla el flujo cuando el agua sobrepasa el nivel superior de la reja de entrada, ver Fotografía 1.9. La segunda regula el flujo de entrada al desarenador o al bypass; el exceso de agua regulado se vierte por el aliviadero lateral ubicado en medio de estas dos estructuras, ver Fotografía 1.10.

FOTOGRAFÍA 1.9 Primera pantalla



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

FOTOGRAFÍA 1.10 Segunda pantalla



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.7 ALIVIADERO LATERAL

Está ubicado entre las dos pantallas, al lado izquierdo con respecto a la dirección del flujo; permite que los excesos dentro de la captación sean evacuados hacia el canal de la compuerta de limpieza situada junto al azud, ver Fotografía 1.11.

FOTOGRAFÍA 1.11 Ubicación del aliviadero lateral



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.8 COMPUERTAS DEL DESARENADOR Y BYPASS

Son de elevación manual, situadas al mismo nivel desde el fondo del canal. La primera permite el paso del flujo hacia el desarenador; en la segunda, el paso es directo hacia el canal principal cuando se realiza el mantenimiento de la estructura de limpieza. Ver Fotografía 1.12.

FOTOGRAFÍA 1.12 Compuerta del desarenador y bypass, señaladas de izquierda a derecha



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.9 DESARENADOR

Posee forma trapezoidal, con dos inclinaciones en las paredes y dos pendientes en el fondo. Está constituido por:

- Un aliviadero, ubicado en el lado izquierdo respecto al sentido de flujo, permite la evacuación de los excesos de agua que ingresan a la estructura en épocas de creciente, los mismos que son dirigidos hacia el río, por medio de un canal situado en la parte inferior que se conecta con el canal de limpieza situado al final del desarenador. Ver Fotografía 1.13.
- Un vertedero ubicado en el lado derecho, que permite el paso del agua hacia el canal principal de conducción. Ver Fotografía 1.13. Junto a la cresta se ubica una regleta de medición graduada en espacios de 10 centímetros desde 0 hasta 60 cm.
- Una compuerta de limpieza, con su respectivo canal, para la evacuación del material sedimentado en la estructura hacia el lecho del río. Ver Fotografía 1.14.

FOTOGRAFÍA 1.13 Elementos del desarenador



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

FOTOGRAFÍA 1.14 Canal de limpieza del desarenador



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.10 BYPASS

Permite el paso directo del caudal que ingresa por la reja de entrada cuando se realiza la limpieza del desarenador, o cuando existe alguna clase de complicación en su funcionamiento. Ver Fotografía 1.15.

FOTOGRAFÍA 1.15 Bypass



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.11 COLCHÓN DE AGUA

Ubicado al final del canal del bypass, su función es disipar energía; ya que existe un desnivel de aproximadamente dos metros entre el canal del bypass y el canal principal. Ver Fotografía 1.16.

FOTOGRAFÍA 1.16 Colchón de agua

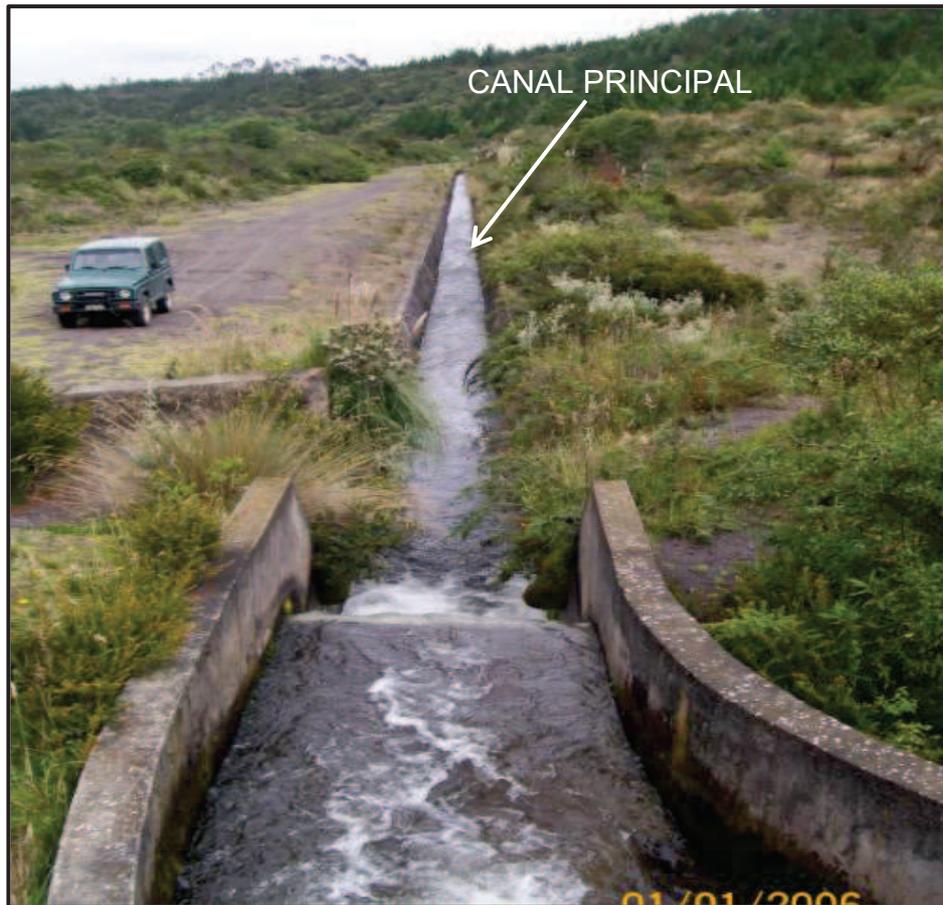


Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.4.12 CANAL PRINCIPAL

Está compuesto por tramos de canal rectangular y canal trapezoidal de hormigón que tienen la capacidad de trasladar caudales hasta de $2\text{m}^3/\text{s}$, que en total hasta la zona de riego suman una longitud de 14.15 Km. Ver Fotografía 1.17.

FOTOGRAFÍA 1.17 Canal principal, fin de la captación



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

1.5 PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN

En la primera visita realizada al sitio, se apreció que no existe un mantenimiento adecuado; puesto que se observó la existencia de vegetación y acumulación de sedimentos dentro del Sistema de Captación, así como deterioros en los elementos que lo conforman.

Existe una gran cantidad de material acarreado por el río, que en la actualidad ha contribuido a que el azud se encuentre azolvado completamente en la margen izquierda. Ver Fotografía 1.18.

FOTOGRAFÍA 1.18 Azolve de la margen izquierda del azud

Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

Como consecuencia del azolve, elementos de gran tamaño como rocas pasan por esta estructura y generan en la parte frontal desprendimientos en el hormigón debido a procesos erosivos. Ver Fotografía 1.19.

FOTOGRAFÍA 1.19 Desprendimiento del hormigón en la parte frontal del azud

Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

El material que pasa por el azud, se ha acumulado aguas abajo cambiando la pendiente del río, como consecuencia el nivel de la solera del canal de limpieza del desarenador está por debajo del lecho del cauce, impidiendo el lavado correcto de esta estructura. Ver Fotografía 1.20.

FOTOGRAFÍA 1.20 Acumulación de material en el canal de limpieza del desarenador



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

Las compuertas del Sistema de Captación presentan fallas mecánicas por:

- Cierre: Ocurre en las compuertas del canal de limpieza del desarenador, desripador y en la compuerta de limpieza junto al azud. Ver Fotografías 1.21 y 1.22.

FOTOGRAFÍA 1.21 Fugas producidas por el cierre no hermético en la compuerta de limpieza



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

FOTOGRAFÍA 1.22 Fuga producida por el cierre no hermético en la compuerta de lavado del desripador



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

- Apertura: Ocurre en la compuerta de entrada al desarenador. Ver Fotografía 1.23

FOTOGRAFÍA 1.23 Apertura insuficiente en la compuerta de entrada al desarenador



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

- Deflexión: Se presenta en los perfiles metálicos donde está apoyado el volante de elevación de la compuerta de entrada al desarenador. Ver Fotografía 1.24.

FOTOGRAFÍA 1.24 Deflexión en los perfiles de la compuerta del desarenador



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

Los problemas descritos anteriormente son causantes del incorrecto funcionamiento de la captación, y no permiten un adecuado aprovechamiento de

todo el recurso con el que se cuenta, para distribuirlo a los sectores que están dentro de la zona de riego.

Por lo que es indispensable efectuar un análisis en las estructuras hidráulicas que conforman la captación, para luego realizar una optimización en las mismas.

CAPÍTULO 2

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DE CAMPO

2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA OBRA DE TOMA E IMPLANTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

Dentro de todos los procesos relacionados con la ingeniería en general, se presenta una disciplina de vital importancia e interés como es la Topografía, que permite determinar la ubicación, forma y dimensiones exactas; así como también representar las medidas tomadas en el campo, de cualquier tipo de obra civil con el objetivo de calcular superficies y volúmenes que ayudarán a su análisis y desarrollo.

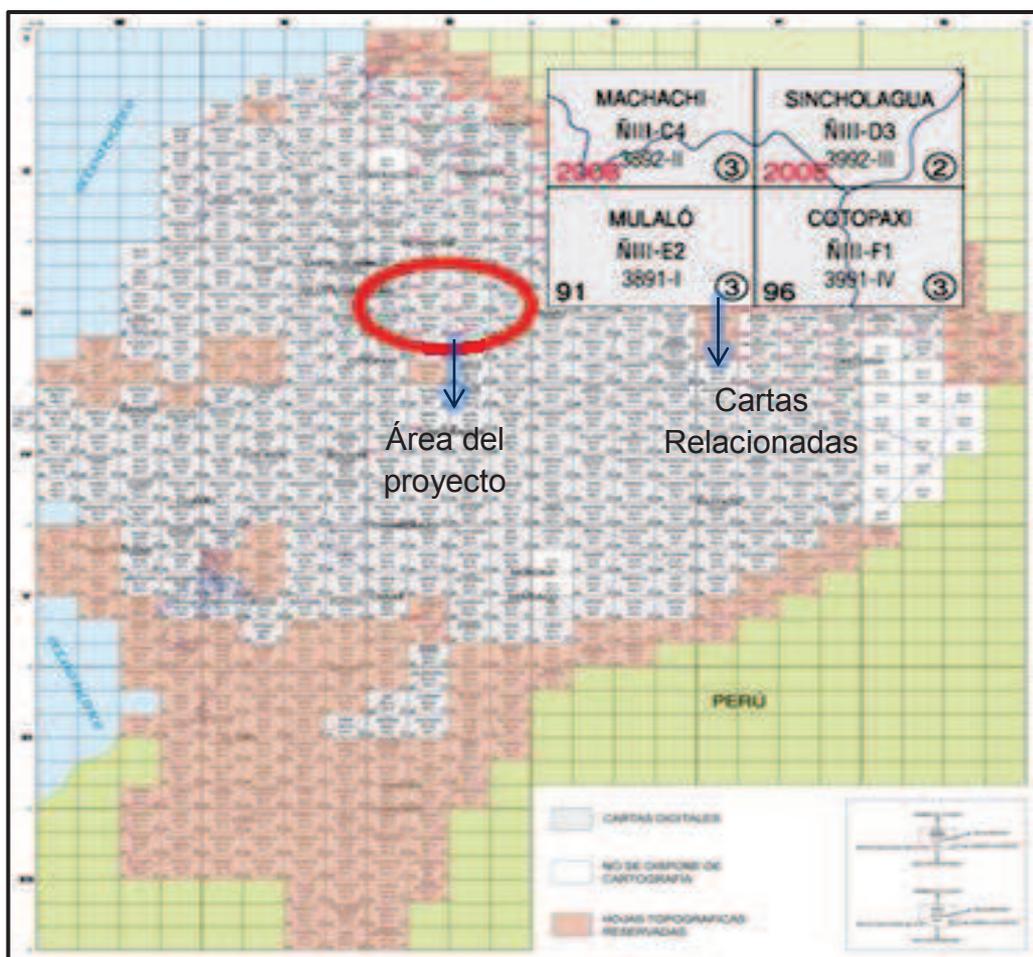
Para conocer la ubicación de las obras hidráulicas y los afluentes que conforman el Proyecto de Riego Alumís hasta su captación en el río Cutuchi, se necesitó: las cartas topográficas elaboradas por el Instituto Geográfico Militar (IGM), en escala 1:50000, éstas son: Machachi, Sincholagua, Cotopaxi y Mulaló, ver Figura 2.1; y las coordenadas de la Tabla 2.1.

TABLA 2.1 Coordenadas de las obras de toma del Proyecto Alumís Alto

CAPTACIÓN	SECTOR	COORDENADAS		COTA
		E	N	msnm
Río Tamboyacu	Chirimachay y Tundimachay	792677	9924037	4000 (+/-7)
Qda. Cajas	Curipogyo	792862	9924868	3996 (+/-8)
Qda. Sin Nombre	Padre Shayana	792730	9924222	3997 (+/-5)

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

FIGURA 2.1 Esquema de las cartas digitales utilizadas en el proyecto



Fuente: Instituto Geográfico Militar, 2012

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Las cartas topográficas contienen la ubicación del Proyecto Alumís, compuesto por:

- El Proyecto Alumís Alto en el sector del volcán Cotopaxi conformado por: las captaciones del río Tamboyacu, quebradas Cajas y Sin Nombre; y a partir de éstas el recorrido del canal de conducción hasta llegar a la quebrada Mishahuaycu, para luego unirse con otras vertientes, quebradas y ríos como son: Agualongo, Churupinto, de las Truchas, Daule Chico, que dan origen al río Cutuchi.
- Y el Sistema de Captación Alumis Bajo.

La localización del Proyecto Alumís se presenta en el ANEXO No 2.

Con los datos procesados del levantamiento topográfico en la Captación Alumís Bajo, se obtuvieron los siguientes elementos:

- Implantación general.- Contiene la vista en planta de los muros de ala, azud, bocatoma, compuerta de limpieza, desripiador, pantallas reguladoras, aliviadero lateral, bypass, desarenador y canal de conducción principal, ver Lámina # 1 del ANEXO No 3.
- Corte longitudinal desde la reja de entrada pasando por el bypass, hasta el canal de conducción; corte longitudinal desde la reja de entrada pasando por el desarenador hasta su canal de limpieza; y cortes transversales, ver Lámina #2 del ANEXO No 3.
- Corte longitudinal del aliviadero lateral y desripiador, ver Lámina #3 del ANEXO No 3.
- Corte longitudinal de la compuerta de limpieza y el azud, ver Lámina #4 del ANEXO No 3.

La información que se obtuvo del levantamiento topográfico, servirá para conocer cada uno de los niveles y dimensiones de las estructuras que componen el sistema de captación; para posteriormente utilizarlos en el análisis de su funcionamiento.

2.2 RECOLECCIÓN DE DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS

Como parte del diseño y análisis de una obra de toma, es indispensable considerar eventos hidrometeorológicos sobre la cuenca en la que está situada; con la finalidad de conocer el caudal de captación, que es el gasto de diseño que la bocatoma puede admitir; así como también el caudal de crecida, que es el máximo gasto del río que puede dejar pasar sin sufrir daños que afecten a las estructuras que la conforman.

Se iniciará con el estudio de las características de la cuenca donde está ubicado el Sistema de Captación; y con el procesamiento de la información de las estaciones meteorológicas e hidrológicas, se obtendrá el caudal de aporte natural.

2.2.1 CUENCA HIDROGRÁFICA

Es el área definida topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema conectado de cursos de agua, de tal modo que todo el caudal efluente es descargado a través de una salida simple (Monsalve Germán Hidrología en la Ingeniería).

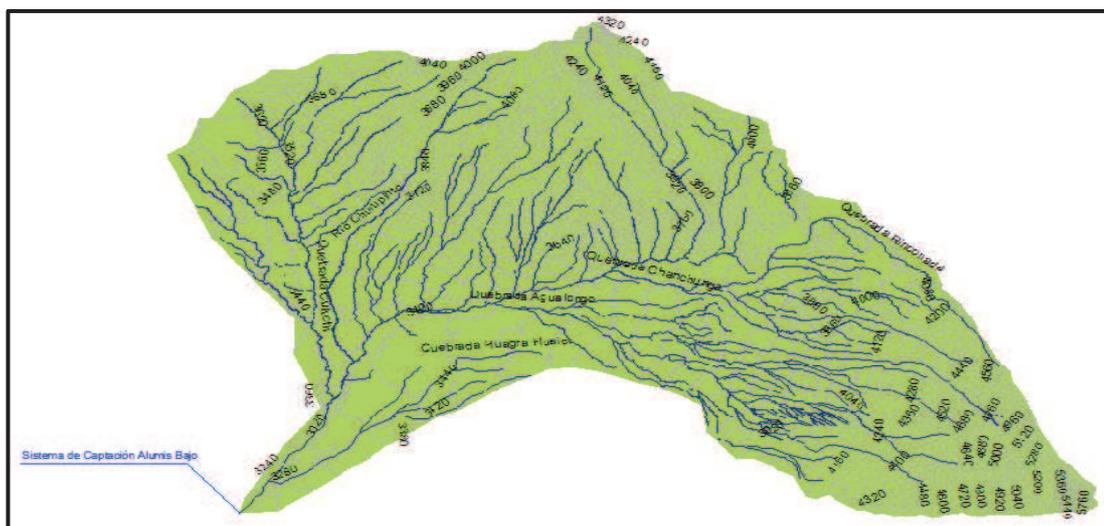
2.2.1.1 Delimitación de la cuenca

Para delimitar la cuenca de aporte al Sistema de Captación, se siguió las líneas de cumbres de las curvas de nivel y se encerró los cursos de agua que llegan al mismo sin cortarlos e interrumpirlos.

Se utilizó las cartas topográficas digitales del sitio web del IGM para procesarlas en el paquete computacional ArcGis 10.10 y delimitar la cuenca. Ver Figura 2.2.

El esquema general se presenta en la Lámina # 5 del ANEXO No 3.

FIGURA 2.2 Delimitación de la cuenca del Río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Fuente: Programa ArcGis 10.10

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

2.2.1.2 Características morfológicas

Para el análisis de la cuenca, es necesario hacer una evaluación cuantitativa de diferentes parámetros que dependen de su geometría, forma, relieve, etc.; que proporcionan la posibilidad de conocer la variación del régimen hidrológico.

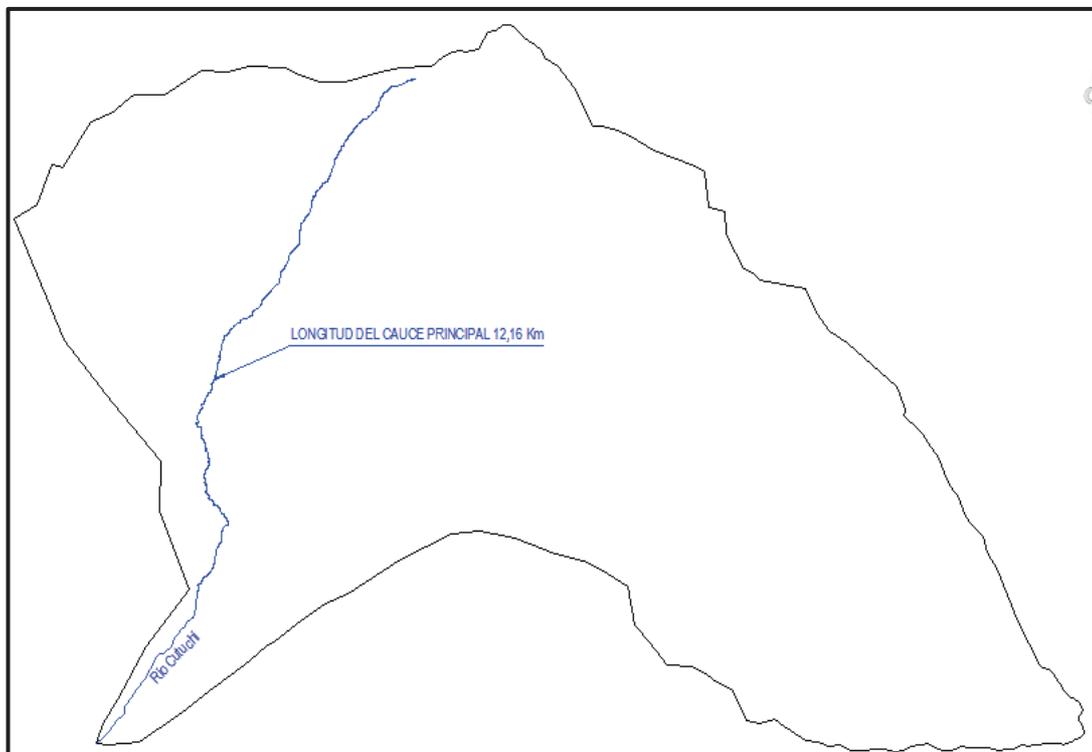
Las características de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo son:

2.2.1.2.1 *Longitud del cauce principal*

Representa la longitud desde el sitio de formación el cauce, hasta donde se encuentra la captación.

Utilizando las herramientas del paquete computacional, se determinó una longitud del cauce principal de 12.16km. Ver Figura 2.3.

FIGURA 2.3 Longitud del cauce principal de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

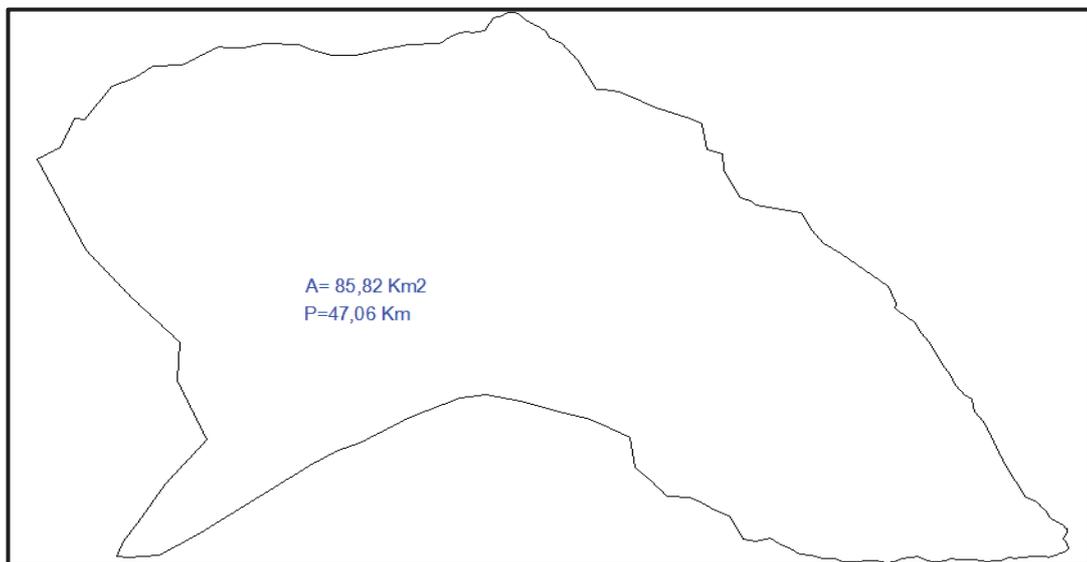
2.2.1.2.2 *Área de drenaje*

Es el área plana (proyección horizontal) incluida dentro de la línea divisoria topográfica.

Se obtiene midiendo la superficie dentro de los límites de la cuenca. Ver Figura 2.4.

El área de la cuenca es 85.82 Km²; además el perímetro es 47.06 Km.

FIGURA 2.4 Área y perímetro de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

2.2.1.2.3 *Forma de la cuenca*

- **Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (Kc)**

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca.

$$K_c = \frac{P}{2\pi r} \quad (2.1)$$

$$A = \pi r^2 \quad (2.2)$$

$$r = \left(\frac{A}{\pi} \right)^{1/2} \quad (2.3)$$

Reemplazando la ecuación 2.3 en 2.1 se obtiene:

$$K_c = \frac{P}{\left(2 \times 3.14 \times \left(\frac{A}{3.14} \right)^{1/2} \right)}$$

$$K_c = 0.28 \frac{P}{A^{1/2}} \quad (2.4)$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca, en (Km)

A: área de drenaje de la cuenca, en (Km²)

r: Radio, en (m)

Reemplazando valores del área y perímetro de la cuenca:

$$k_c = 0.28 \times \frac{47.06 \text{ km}}{(85.82 \text{ km}^2)^{1/2}}$$

$$k_c = 1.43$$

- **Factor de forma (kf)**

Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide siguiendo el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante en la cuenca.

El ancho medio, se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial de la cuenca.

$$k_f = \frac{B}{L} \quad (2.5)$$

$$B = \frac{A}{L} \quad (2.6)$$

$$k_f = \frac{A}{L^2} \quad (2.7)$$

Donde:

B: Ancho medio, en (Km)

L: Longitud axial de la cuenca, en (Km)

A: área de drenaje, en (Km²)

Reemplazando valores se obtiene:

$$k_f = \frac{85.82 \text{ km}^2}{(12.16 \text{ km})^2} = 0.58$$

2.2.1.2.4 *Orden de la cuenca*

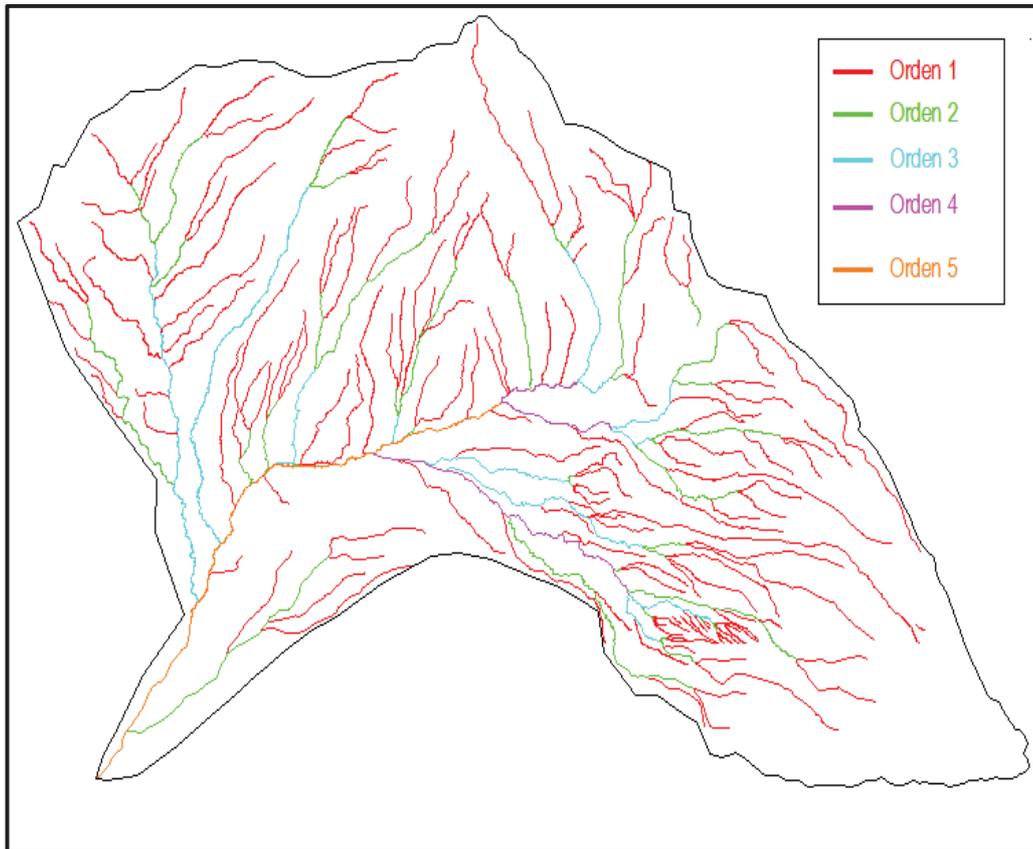
Este parámetro físico refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca. Se clasifican en:

- Corrientes de primer orden: Pequeños canales que no tienen tributarios
- Corrientes de segundo orden: Cuando dos corrientes de primer orden se unen
- Corrientes de tercer orden: Cuando dos corrientes de segundo orden se unen
- Corrientes de orden n + 1: Cuando dos corrientes de orden n se unen

La Figura 2.5 indica los distintos órdenes de las corrientes de agua de la cuenca del Río Cutuchi-SC Alumís Bajo.

De tal forma que esta cuenca es de orden 5.

FIGURA 2. 5 Orden de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

2.2.1.2.5 *Densidad de drenaje (Dd)*

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total.

$$D_d = \frac{L_{\text{cauces}}}{A} \quad (2.8)$$

Donde:

L_{cauces} : Longitud total de las corrientes de agua, en (Km)

A: Área total de la cuenca, en (Km²)

La densidad de drenaje comúnmente toma valores entre 0.5 Km/Km² para cuencas con drenaje pobre hasta 3.5 Km/Km² para cuencas excepcionalmente bien drenadas.

El valor total de la longitud de los cursos de agua de la cuenca es:

$$L_{\text{cauces}} = 269.92 \text{ Km}$$

Reemplazando valores en la ecuación 2.8, se obtiene:

$$D_d = \frac{269.92}{85.82} \text{ Km/Km}^2$$

$$D_d = 3.15 \text{ Km/Km}^2$$

2.2.1.2.6 *Sinuosidad de la corriente (S)*

Es la relación entre la longitud del cauce principal (L), y la longitud del valle del cauce principal medida en línea recta (L_T).

$$S = \frac{L}{L_T} \quad (2.9)$$

Este parámetro adimensional da una medida de la velocidad de la escorrentía del agua a lo largo de la corriente.

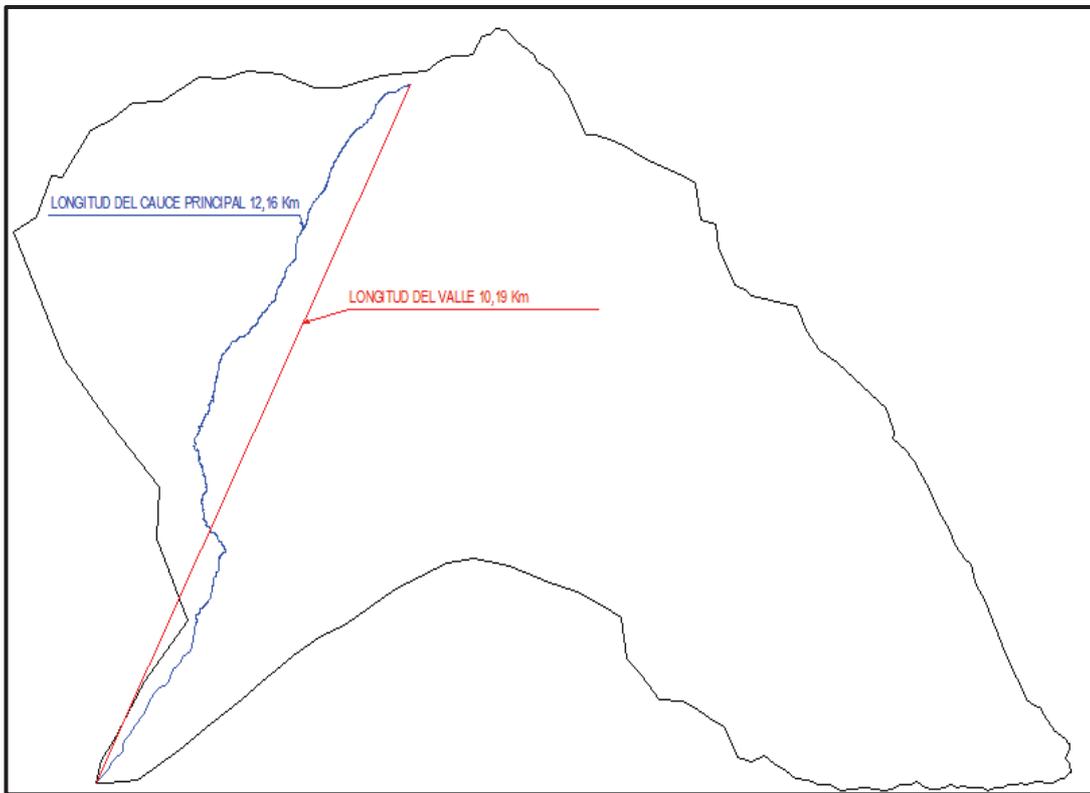
Un valor de S menor o igual a 1.25 indica una baja sinuosidad. Se define entonces, como un río con alineamiento "recto".

En la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo, se trazó una línea recta desde el inicio del cauce principal hasta su desembocadura en la obra de toma. Ver Figura 2.6.

El valor de la longitud de la línea recta obtenido es:

$$L_T = 10.19 \text{ Km}$$

FIGURA 2. 6 Longitud en línea recta L_T y Longitud L del cauce principal de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Reemplazando valores en la ecuación 2.9:

$$S = \frac{12.16 \text{ Km}}{10.19 \text{ Km}} = 1.19$$

2.2.1.2.7 *Pendiente de la cuenca (S_c)*

Es la media ponderada de las pendientes de todas las superficies elementales de la cuenca en las que la línea de máxima pendiente se mantiene constante.

El cálculo se realizó con el método en función de las áreas, que considera las curvas de nivel de la cuenca.

$$S_c = \frac{D \times L_L}{A_T} \times 100 \quad (2.10)$$

Donde:

L_L : Longitud total de todas las curvas de nivel en la cuenca, en (Km)

D : Diferencia entre cotas de curvas de nivel consecutivas, en (Km)

A_T : Área total de la cuenca, en (Km²)

Sc : Pendiente media de la cuenca

Los valores obtenidos en la cuenca son:

$$D_i=0.04 \text{ Km}, L_L=657.06 \text{ Km}$$

Reemplazando valores en la ecuación 2.10:

$$Sc = \frac{0.04 * 657.06}{85.82} * 100$$

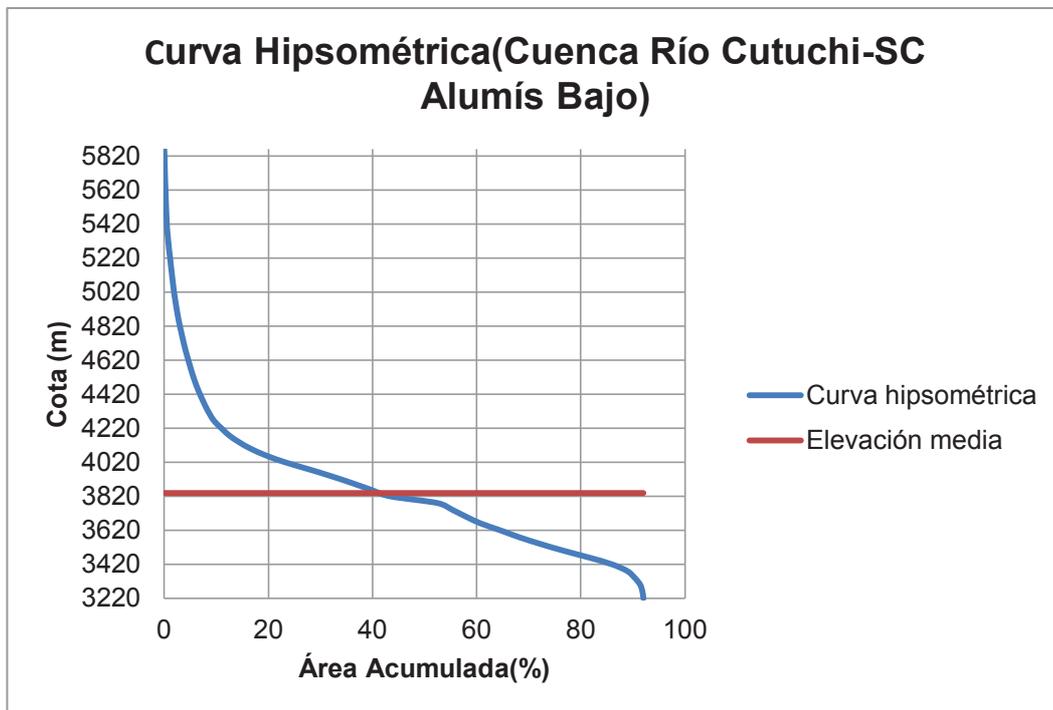
$$Sc = 30.6 \%$$

2.2.1.2.8 *Curva hipsométrica*

La curva hipsométrica es la representación gráfica del relieve de una cuenca. Relaciona el valor de las cotas con respecto al porcentaje del área acumulada de la cuenca.

Se construye colocando en el eje de las abscisas los valores de la superficie en porcentaje y en el eje de las ordenadas el valor de las cotas. Ver Gráfico 2.1:

GRÁFICO 2.1 Curva hipsométrica de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

2.2.1.2.9 Elevación media de la cuenca

Refleja la media ponderada de las alturas sobre el nivel del mar que se encuentran segmentos del área de la cuenca.

Es un parámetro importante, ya que la mayor parte de los fenómenos meteorológicos e hidrológicos se presentan en función del mismo. Se obtiene con la siguiente expresión:

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^n (h_i \times A_i)}{A} \quad (2.11)$$

Donde:

H_m : Elevación media de la cuenca, en (m.s.n.m.)

h_i : Promedio de cotas, en (m.s.n.m.)

A_i : Superficie entre dos curvas de nivel consecutivas, en (Km²)

A: Área total de la cuenca, en (Km²)

Los valores obtenidos en la cuenca son:

$$\sum (h_i \times A_i) = 353311.06 \text{ (m.s.n.m.} \times \text{Km}^2\text{)}$$

$$H_m = \frac{353311.06}{85.82}$$

$$H_m = 3839.27 \text{ m.s.n.m.}$$

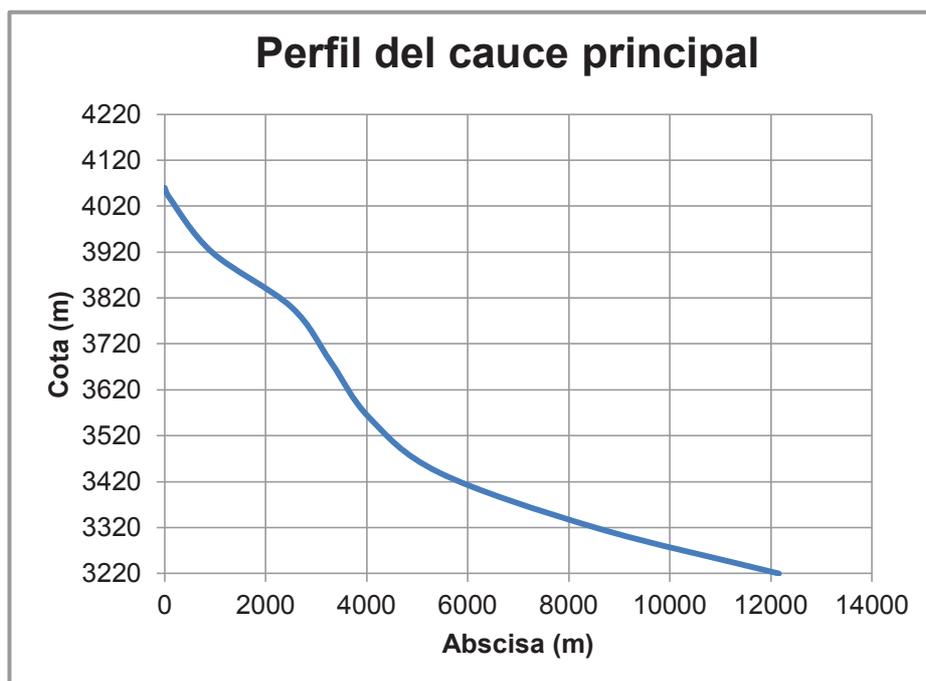
2.2.1.2.10 *Pendiente del cauce principal*

Es la diferencia entre la altura máxima y mínima de la corriente dividida para la longitud de la misma.

$$S_{cp} = \frac{(\text{Cota superior} - \text{Cota inferior})}{L_{\text{cauce principal}}} * 100 \quad (2.12)$$

El Gráfico 2.2 muestra el perfil del cauce principal con sus respectivas abscisas y ordenadas.

GRÁFICO 2.2 Perfil del cauce principal



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Del gráfico se obtiene:

Cota superior= 4060 m.s.n.m.

Cota inferior = 3220 m.s.n.m.

Reemplazando valores en la ecuación 2.12:

$$S_{cp} = \frac{(4060-3220)}{12160} * 100$$

$$S_{cp} = 6.90\%$$

Los cálculos de los parámetros físicos de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo se presentan en el ANEXO No 4.

2.2.2 CAUDALES EN EL SITIO DE APROVECHAMIENTO

Para obtener caudales en la cuenca que abarca al Sistema de Captación Alumís Bajo, se recurre a una transformación en base a relaciones de áreas y precipitaciones entre esta cuenca y la delimitada hasta la estación hidrológica Cutuchi A.J. Yanayacu, de código H792 tipo LM (Limnimétrica), cuyas coordenadas geográficas son: 78° 36' 7" W de longitud y 1° 3' 40" S de latitud; debido a que la estación hidrológica de la cuenca del Río Cutuchi SC-Alumís Bajo no está en funcionamiento continuo y los datos que posee no son confiables.

Se asume que la relación entre caudal y precipitación por área de drenaje permanece constante:

$$K = \frac{Q_A}{P_A \times A_A} = \frac{Q_B}{P_B \times A_B} \quad (2.13)$$

Donde:

K: Coeficiente de escurrimiento

Q_B: Caudal determinado en la estación Cutuchi A.J. Yanayacu, en (m³/s)

P_B : Precipitación media en la cuenca de la estación Cutuchi A.J. Yanayacu, en (mm)

A_B : Área de la cuenca de drenaje hasta la estación Cutuchi A.J Yanayacu, en (Km^2)

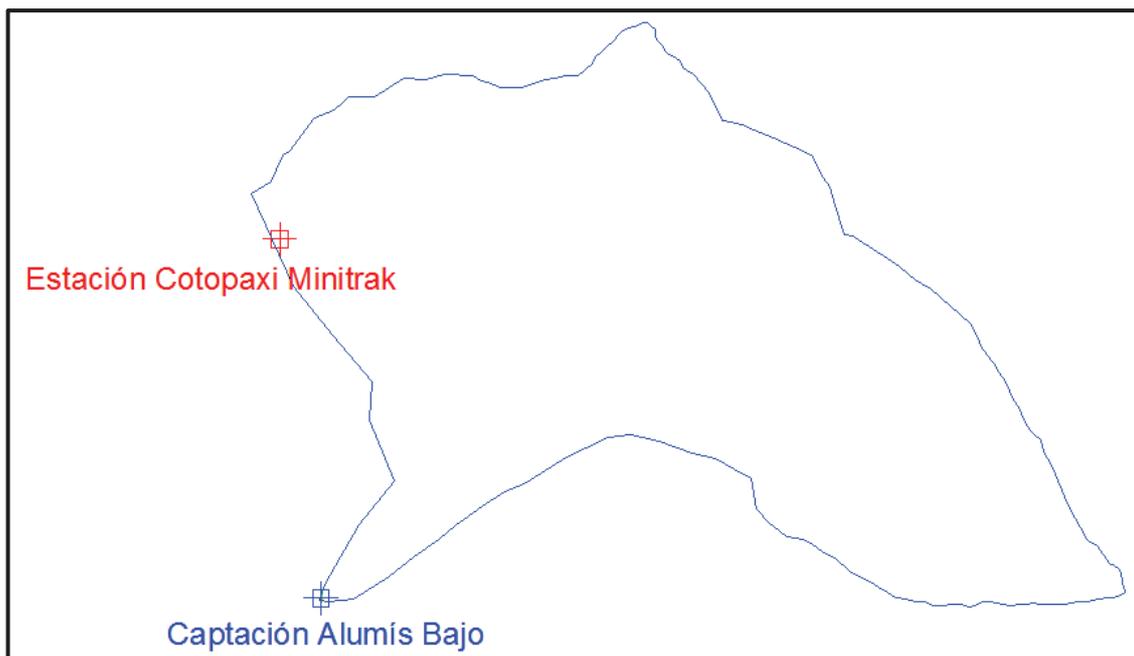
Q_A : Caudal a determinarse en el sitio de aprovechamiento (Sistema de captación Alumís Bajo), en (m^3/s)

P_A : Precipitación media de la cuenca del río Cutuchi- SC Alumís Bajo hasta el sitio de aprovechamiento, en (mm)

A_A : Área de drenaje de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo hasta el sitio de aprovechamiento, en (Km^2)

Para el cálculo de la precipitación media de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo, se considera la estación Cotopaxi-Minitrak de código M120 tipo CP (climatológica principal), cuyas coordenadas geográficas son $78^{\circ}34' 19''$ W de longitud, $0^{\circ}37'41''$ S de latitud y elevación 3560 msnm, que se encuentra dentro de los límites de la cuenca, ver Figura 2.7.

FIGURA 2.7 Ubicación de la estación Cotopaxi-Minitrak en los límites de la cuenca río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para la estación Cotopaxi-Minitrak se tomó datos de precipitación mensual para un período entre 1962 y 1992, que no son completos en ciertos meses; los cuales han sido rellenados mediante:

- El promedio de los valores circundantes
- El promedio de los datos del mes
- Correlación, con la estación Pastocalle

Los datos de precipitación mensual para las estaciones consideradas; así como el relleno de datos se presentan en el ANEXO No 5.

La precipitación media obtenida es 99.6 milímetros. Ver Tabla 2.2

TABLA 2.2 Obtención de la precipitación media de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo

**PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
RELLENO DE DATOS**

PRECIPITACIÓN MENSUAL(mm)

ESTACIÓN: COTOPAXI-MINITRAK

CÓDIGO: M120

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	SUMA	MEDIA
1962	97.6	65.8	179.3	106.4	113.8	92	32.4	24.3	28.2	70.8	108.9	37.8	957.3	79.8
1963	97.1	131.7	154.3	110	62.9	70.5	96.9	8.7	27.6	82.3	143.7	108.7	1094.4	91.2
1964	28.2	46.9	59.6	207	86.6	139.7	61.7	91.7	61.7	94.6	110.7	61.7	1051.5	87.6
1965	18.1	55.7	135.5	176.1	123.4	176.1	23.7	34.8	150.7	130.9	156.6	106.1	1185.0	98.8
1966	176.8	77.4	137.6	106.4	132.7	86.2	44	25	103.2	101.2	78.6	89.7	1149.5	95.8
1967	99.4	179.5	105.5	53.4	103.2	86.3	52.2	18.5	28.5	167.3	83	27.3	1004.1	83.7
1968	135.1	89.2	118.4	99.4	103.2	45.5	44.4	35	56.7	132.5	52.5	67	905.8	75.5
1969	72.5	112.8	107	139	86	117	55.3	21	77.3	58.2	113	224.8	1183.9	98.7
1970	116.1	150.8	110	202.1	200.8	69.8	38.8	41	101.3	60.7	119.5	101.6	1312.5	109.4
1971	112	199.9	297.9	107.9	74.9	67.9	31.1	26.4	122.4	283.3	121.7	86.8	1532.2	127.7
1972	126.1	153.5	245.2	72.1	147.7	42.3	20.8	75.4	32.1	32.8	180.7	96.2	1224.9	102.1
1973	86.6	35.4	116.6	230	168.2	42.3	114.8	90.9	208.7	83.7	99.9	56.8	1333.9	111.2
1974	68.6	259.2	168.2	139.5	234.9	204.8	75.4	15.7	209.3	189.4	163.1	157.1	1885.2	157.1
1975	50.2	206.2	251.8	121.1	189.3	141.1	123.6	80.2	51.5	117.3	145.1	45.8	1523.2	126.9
1976	81.2	81.9	81.5	103.1	148	39	23.9	18.6	49.5	104.6	138.8	82.4	952.5	79.4
1977	135.6	73.3	169.9	80.6	82.1	69.8	29.3	46.9	112.7	22.7	52.5	86	1061.4	88.5
1978	62.9	65.9	64.9	125.2	44.9	57	16.4	39.1	37.1	22.7	556.6	118.2	1210.9	100.9
1979	8.5	27.5	158.4	140.6	172.2	30.3	4.4	55.9	151.4	71.2	28.5	46.2	895.1	74.6
1980	31.1	51.2	29.9	75.3	116.7	43.8	12.5	38.3	35.3	167.3	82.2	49.2	732.8	61.1
1981	47.8	78.7	61	104.4	58.8	61.8	74.9	124.1	48.9	90.4	47.8	137.1	935.7	78.0
1982	121.8	120.5	46.4	128.3	161.1	21.7	32.4	2.4	84.2	167.1	165.9	107	1158.8	96.6
1983	128.6	174.3	103.3	139.9	134.7	109.5	48.9	45.8	50	71	104.6	114.4	1225.0	102.1
1984	78.8	274.9	311	300.7	253.8	86.1	81.2	30.2	129.3	194.7	128.5	149.9	2019.1	168.3
1985	62.9	0.9	6.8	59.7	102.9	43.8	37.3	40.7	55.3	70.4	64.9	87.9	633.5	52.8
1986	73.9	45.8	127.2	164	54.1	48.8	44.675	18.6	95.5	213.8	69.9	95.6	1051.8	87.7
1987	98.8	37	117.7	61.7	117.1	21.1	74	32.1	102.9	92.2	14.5	36.5	1094.5	91.2
1988	127.3	105.5	106.7	90.7	59.5	128.7	233	128	137.6	167.15	141.4	116.9	1542.4	128.5
1989	119.2	149.6	114	134.7	95.9	49.8	64.0	87.2	103.4	297.4	52.1	22.8	350.8	116.9
1990	72.9	85.3	96.7	213.5	138.8	64.7	60.8	22.4	27.2	217	21.1	39.2	1059.6	88.3
1991	42.1	140.7	91	125.4	52.6	83.8	13.1	2	29.9	113.8	121	113.5	928.9	77.4
1992	38.9	82.1	108.9	56.3	61.4	13.7	26.6	3.1	55.7	87.2	60	87.5	681.4	56.8
MEDIA	83.2	108.4	128.5	128.0	117.1	73.1	54.3	52.0	82.1	120.4	115.8	91.2	1154.1	99.5
MAXIMA	176.8	274.9	311	300.7	253.8	204.8	233	321	209.3	283.3	556.6	224.8	3350	3350
MINIMA	8.5	0.9	6.8	53.4	30.1	13.7	4.4	2	27.2	22.7	14.5	27.3	211.5	211.5

DATO RELLENADO CON EL PROMEDIO DE LOS VALORES CIRCUNDANTES
 DATOS RELLENADOS CON EL PROMEDIO DE LOS DATOS DEL MES
 DATOS RELLENADOS CON CORRELACION ENTRE ESTACIONES
 DATOS RELLENADOS CON EL PROMEDIO DE LOS VALORES CIRCUNDANTES RELLENOS

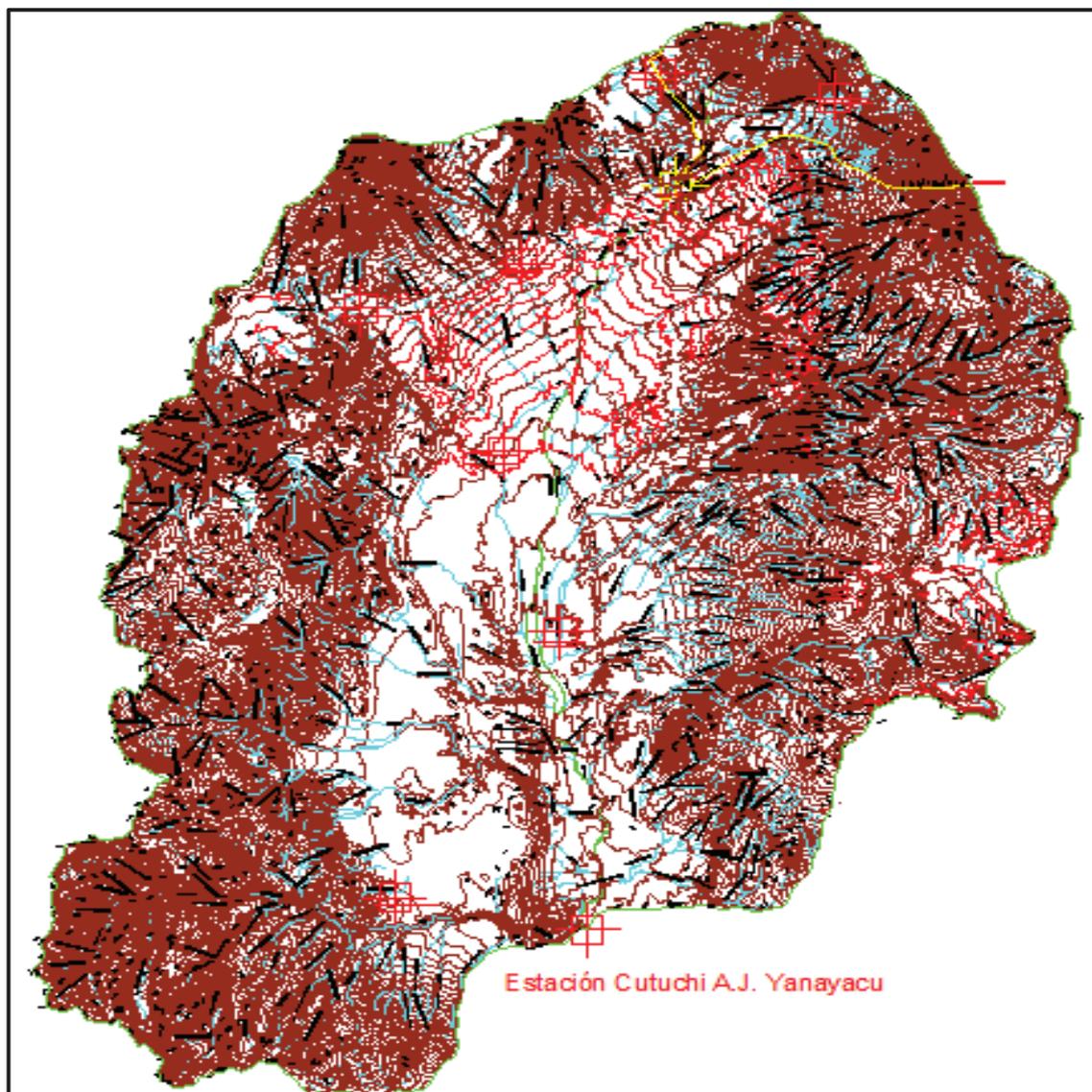
NOTA M120=1.1616*M371+2.639 PARA EL AÑO 1986 R² = 0.82
 M120=1.4773*M371+16.95 PARA EL AÑO 1987 R² = 0.83
 M120=0.9045*M371+18.87 PARA EL AÑO 1992 R² = 0.81

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para encontrar el área y la precipitación media de la cuenca Cutuchi A.J. Yanayacu, es necesario delimitarla y determinar sus características físicas.

La Figura 2.8 indica la representación de la cuenca Cutuchi A.J. Yanayacu; y su esquema general se encuentra en la lámina # 6 del ANEXO No 3.

FIGURA 2.8 Cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Las características físicas de la cuenca del río Cutuchi-A.J. Yanayacu se presentan en resumen. Ver Tabla 2.3:

TABLA 2.3 Características morfológicas de la cuenca río Cutuchi A.J. Yanayacu

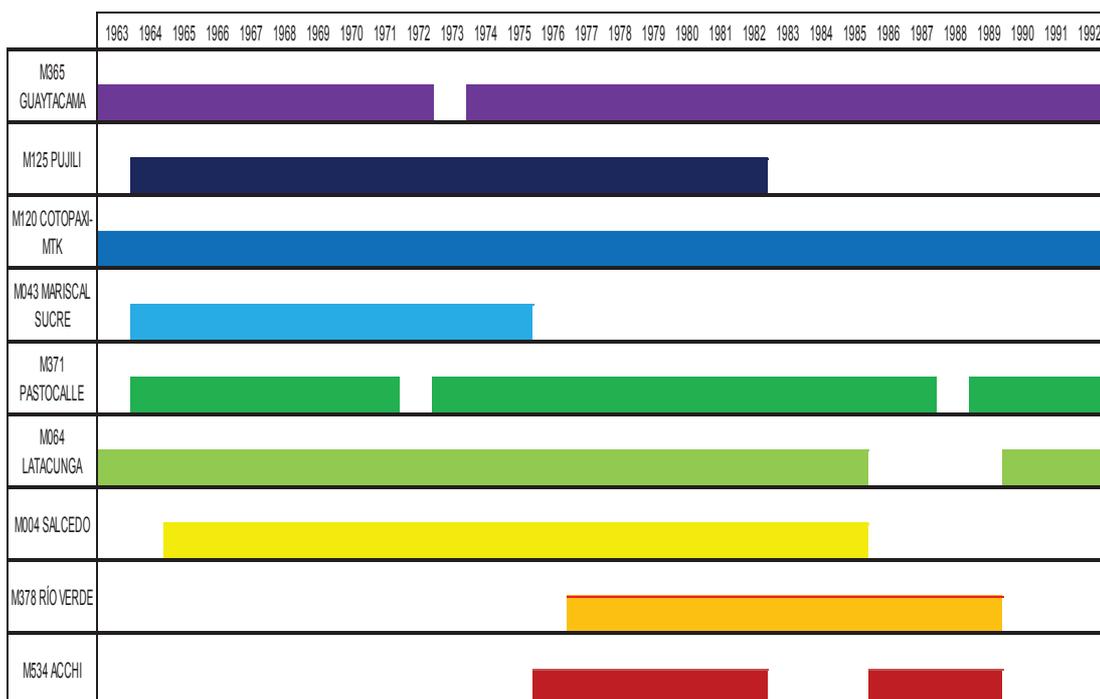
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS CUENCA CUTUCHI A.J YANAYACU	
Área (Km ²)	2003.58
Perímetro(Km)	210.87
Longitud del río principal, (Km)	62.34
Longitud total de las corrientes de agua, (Km)	2590.04
Longitud en línea recta del río principal,(Km)	51.86
Coefficiente de compacidad(Kc)	1.32
Factor de forma (Kf)	0.52
Densidad de drenaje (Dd)	1.29
Sinuosidad de la corriente(S)	1.2
Pendiente media de la cuenca (SC)%	24.88

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Los cálculos de los parámetros físicos de la cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu se presentan en el ANEXO No 6.

Para encontrar la precipitación media de la cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu, se ha recurrido primero a obtener valores mensuales de precipitación para un período de veinte y un años (1965-1985); ya que en ese intervalo de tiempo la serie de datos es continua en la mayoría de las estaciones consideradas para el efecto, ver Tabla 2.4.

TABLA 2.4 Serie de datos de las diferentes estaciones meteorológicas



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

De las nueve estaciones existentes se eligieron solo cinco por poseer períodos de datos consecutivos superiores a 10 años, la Tabla 2.5 detalla el nombre, tipo, coordenadas geográficas, y elevación de estas estaciones:

TABLA 2.5 Estaciones meteorológicas consideradas dentro de la cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu

CÓDIGO	TIPO	NOMBRE ESTACIÓN	LATITUD	LONGITUD	ELEVACIÓN
M120	CP	COTOPAXI-MINITRAK	0 37' 41" S	78 34' 19" W	3560
M371	PV	PASTOCALLE	0 43' 30" S	78 37' 57" W	3130
M365	PV	GUAYTACAMA	0 49' 14" S	78 38' 25" W	3075
M064	AR	LATACUNGA	0 54' 48" S	78 36' 56" W	2785
M004	AP	SALCEDO	1 1' 5" S	78 35' 32" W	2628

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

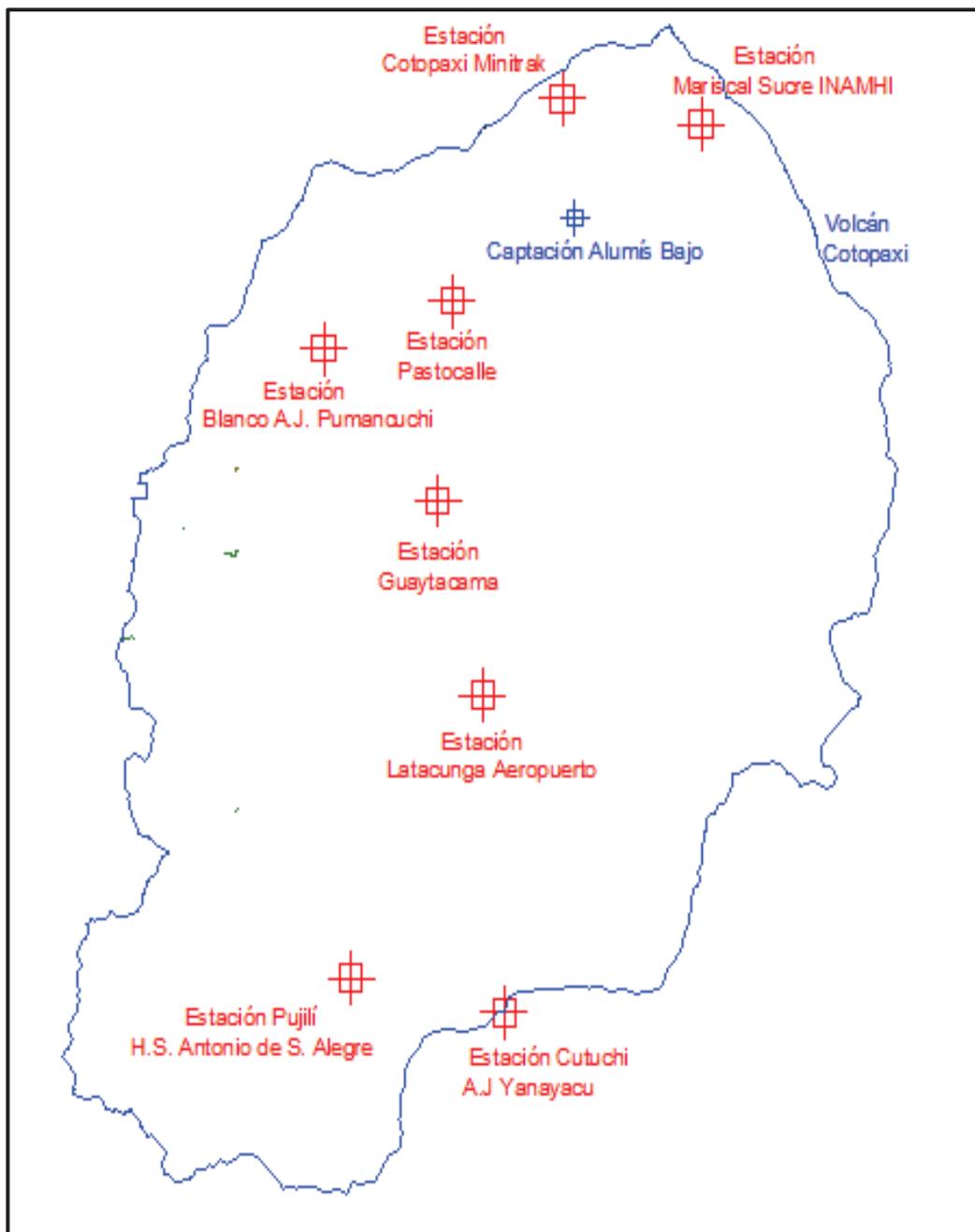
Los valores pluviométricos de las estaciones consideradas se los obtuvieron de los anuarios meteorológicos del INAMHI, y se presentan en el ANEXO No 7.

Para determinar la precipitación media de la cuenca, se pueden utilizar varios métodos como:

- El promedio de las precipitaciones medias de las estaciones ubicadas dentro del área de la cuenca.
- Polígonos de Thiessen: Considera la posición no uniforme de las estaciones, mediante un factor de ponderación para cada una de ellas; se las ubica en un mapa y se trazan líneas que las conectan entre sí; las mediatrices forman polígonos alrededor de cada estación; los lados de cada polígono son los límites del área efectiva que se considera para cada estación; el área de cada polígono se expresa como un porcentaje del área total. El promedio ponderado de lluvias para el área total se lo encuentra multiplicando la precipitación en cada estación por su porcentaje de áreas y sumando estos valores parciales.
- Método de las isoyetas: La precipitación media se obtiene planimetrando el área comprendida entre dos isoyetas consecutivas y multiplicando dicha superficie por el promedio del valor de las isoyetas contiguas, sumando estos productos y dividiendo esta suma para el área total de la cuenca.

El cálculo de la precipitación media de la cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu, se realizó con el método de la media aritmética; ya que los otros métodos: Isoyetas y Polígonos de Thiessen no son aplicables, debido a que las estaciones meteorológicas consideradas se encuentran casi en una ubicación lineal; y además esta cuenca posee otras estaciones que no cuentan con una suficiente y continua serie de datos. Ver Figura 2.9.

FIGURA 2.9 Estaciones en la Cuenca Cutuchi A.J. Yanayacu



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

La Tabla 2.6 presenta los valores de la precipitación media anual de las estaciones consideradas para la cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu.

TABLA 2.6 Valores de precipitación media anual de las estaciones consideradas

NOMBRE ESTACIÓN	Precipitación Media Anual(mm)
COTOPAXI-MINITRAK	99.6
PASTOCALLE	84.3
GUAYTACAMA	44.9
LATACUNGA	41.8
SALCEDO	44.8

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Las tablas donde se obtuvieron los valores de precipitación media se presentan en el ANEXO No 7.

Al aplicar el método de la media aritmética, mediante la expresión:

$$\bar{P} = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n P_i \quad (2.14)$$

Donde:

\bar{P} : Precipitación media de la cuenca, en (mm)

P_i : Precipitación de cada estación, en (mm)

n: Número de datos

La precipitación media obtenida en la cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu es:

$$\bar{P} = \left(\frac{1}{5}\right) \times (99.6 + 84.3 + 44.9 + 41.8 + 44.8)$$

$$\bar{P} = P_B = 63.08 \text{ mm}$$

Al reemplazar valores en la ecuación 2.13, la relación de caudales es:

$$\frac{Q_B}{63.08 \times 2003.58} = \frac{Q_A}{99.6 \times 85.82}$$

$$Q_A = 0.068 Q_B \quad (2.15)$$

Esta relación, será aplicada para encontrar los caudales de la Cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo en función de la Cuenca del río Cutuchi A.J. Yanayacu, en los cálculos requeridos.

2.3 ELABORACIÓN DE LAS CURVAS DE DURACIÓN GENERAL Y DE CRECIENTES

2.3.1 CURVA DE DURACIÓN GENERAL

Consiste en la representación gráfica de los caudales en orden descendente, asociados a una frecuencia o duración expresada en porcentaje. La duración representa el intervalo de tiempo en que un caudal es igualado o superado.

Para construir la curva se pueden usar datos de caudal medio anual, mensual o diario. En el presente análisis, se utilizó datos de caudales medios mensuales de la estación Cutuchi A.J. Yanayacu, que fueron transformados con la relación de caudales de la ecuación 2.15 para la cuenca río Cutuchi-SC Alumís Bajo; éstos datos se presentan en el ANEXO No 8.

Para la elaboración de esta curva se procede de la siguiente forma:

Se ordena de forma descendente la serie de datos y a cada uno se le atribuye un número de orden. Ver ANEXO No 9.

La frecuencia con que sea igualado o superado un evento de orden x_i es:

$$F(x \geq x_i) = i/n \quad \text{Método de California} \quad (2.16)$$

Donde n es el número total de datos de la muestra, ver Tabla 2.7.

TABLA 2.7 Orden y clasificación de datos

CUENCA RÍO CUTUCHI-SC ALUMÍS BAJO			
# n	Q(m ³ /s)	Q ORDENADOS	P*(%)=F(X>X _i)
1	0.447	1.954	0.397
2	0.402	1.862	0.794
3	0.452	1.857	1.190
4	1.154	1.848	1.587
5	1.125	1.684	1.984
6	0.706	1.680	2.381
7	0.542	1.580	2.778
8	0.464	1.580	3.175
9	0.504	1.574	3.571
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
244	0.740	0.452	96.825
245	1.006	0.450	97.222
246	0.825	0.447	97.619
247	0.813	0.443	98.016
248	0.729	0.432	98.413
249	0.621	0.410	98.810
250	0.704	0.402	99.206
251	0.670	0.400	99.603
252	0.701	0.387	100.000

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

La Tabla 2.8 representa una síntesis con los valores más significativos de caudal asociados a una probabilidad de ocurrencia.

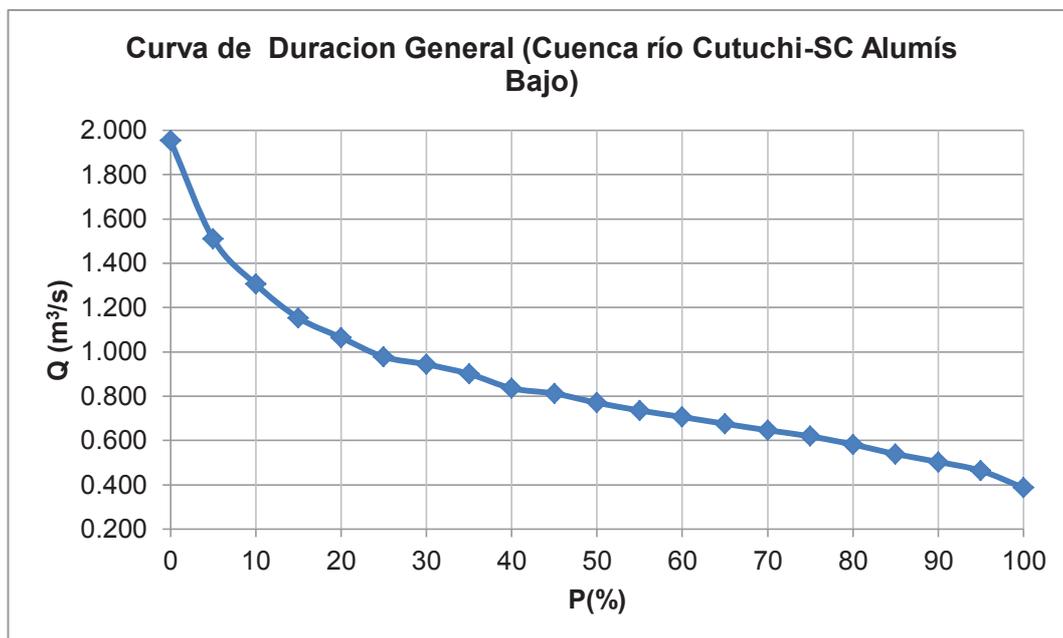
TABLA 2.8 Valores de Caudales asociados a una probabilidad de ocurrencia

CURVA DE DURACIÓN GENERAL	
MENSUAL	
P(%)	Q(m ³ /s)
0	1.954
5	1.511
10	1.306
15	1.154
20	1.065
25	0.978
30	0.944
35	0.901
40	0.836
45	0.812
50	0.771
55	0.736
60	0.706
65	0.676
70	0.647
75	0.619
80	0.582
85	0.539
90	0.504
95	0.464
100	0.387

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Finalmente se obtiene la Curva de Duración General, con los valores de la Tabla 2.8, ubicando en el eje de las abscisas las probabilidades de ocurrencia contra los caudales asociados. Ver gráfico 2.3.

GRÁFICO 2.3 Curva de Duración General de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Las obras de toma deben ser proyectadas para algún caudal que esté garantizando un cierto porcentaje de tiempo. Por ejemplo, un caudal de 90% de ocurrencia significa que se puede aprovechar este porcentaje del tiempo y que solamente 37 días al año los caudales serán menores (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico).

Los porcentajes varían según el tipo de aprovechamiento hidráulico. Para agua potable y riego los porcentajes recomendados que se obtienen de una curva de duración oscilan entre 90 y 97%.

Con estas consideraciones, el caudal determinado de aporte natural de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo, corresponde al 95% de ocurrencia que es igual a $Q_{95\%} = 0.464 \text{ m}^3/\text{s}$.

El Sistema de Captación Alumís Bajo recibe el aporte de caudal proveniente del trasvase del Proyecto Alumís Alto que recoge los recursos provenientes de las Quebradas Tamboyacu, Sin Nombre y Cajas. Con la finalidad de conocer éste caudal fue necesario realizar aforos en estos sitios. Los cálculos obtenidos se presentan en el ANEXO No 10.

La Tabla 2.9 presenta los valores de caudal obtenidos en los aforos.

TABLA 2.9 Resumen de valores de caudales obtenidos en los aforos

AFORO	LUGAR	CAUDAL(L/s)
1	ENTRE CAPTACIÓN TAMBOYACU Y S/N	364
2	SALIDA TÚNEL ALUMÍS	783
3	ABSCISA 17+500 SECTOR PEÑAS BLANCAS	410
4	SECTOR QUEBRADA MISHAHUAYCO	346
5	CANAL ALUMÍS BAJO	326

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

De la Tabla 2.9 el valor de caudal de 346 L/s del Aforo 4 corresponde al sector donde finaliza la conducción del canal Alumís Alto antes de depositar sus aguas en la quebrada Mishahuayco, la que da origen a la formación del río Cutuchi.

Sumando el caudal de aporte natural con el correspondiente al Aforo 4, se obtiene un valor total de 810 L/s, que es el caudal que circula por el río hasta el sitio de captación.

2.3.2 CURVA DE VARIACIÓN ESTACIONAL

Las curvas de variación estacional de caudales medios mensuales dan información sobre su distribución respecto al tiempo en función de la probabilidad de que dichos valores sean igualados o sobrepasados.

Para el procesamiento de los datos, se construyó una tabla en la que consta todos los caudales medios mensuales de la cuenca río Cutuchi-SC Alumís Bajo entre los meses de enero a diciembre desde el año 1965 a 1985; ya que en este intervalo de tiempo la serie es continua.

Se aplica las siguientes características estadísticas a la serie de datos:

- Caudal medio

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i)}{n} \quad (2.17)$$

- Desviación estándar

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2}{n-1}} \quad (2.18)$$

- Asimetría

$$a = \sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^3 * \frac{n}{(n-1)*(n-2)} \quad (2.19)$$

Donde: n es el número total de datos

- Coeficiente de Asimetría

$$C_s = \frac{a}{S^3} \quad (2.20)$$

- Coeficiente de Variación

$$C_v = \frac{S}{\bar{Q}} \quad (2.21)$$

La Tabla 2.10 presenta los caudales medios mensuales y los valores obtenidos de las características estadísticas:

TABLA 2.10 Valores de las características estadísticas de caudales

	CAUDALES MEDIOS MENSUALES DE LA CUENCA A											
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1965	0.447	0.402	0.452	1.154	1.125	0.706	0.542	0.464	0.504	0.740	1.405	0.717
1966	0.762	0.753	0.800	0.871	0.682	0.558	0.728	0.567	0.672	0.937	0.710	0.784
1967	0.818	0.988	0.971	0.582	0.634	0.929	0.901	0.856	0.606	0.911	0.893	0.524
1968	0.611	0.814	1.299	0.760	0.526	0.716	0.970	0.650	0.679	1.410	0.766	0.525
1969	0.517	0.656	0.613	1.485	1.065	1.057	0.700	0.824	0.733	1.119	1.574	1.680
1970	1.070	1.491	1.285	1.042	1.580	1.511	0.510	0.757	0.720	0.703	1.155	0.944
1971	0.779	0.626	0.619	1.684	0.885	0.898	0.946	0.664	0.730	1.138	0.968	0.792
1972	0.941	1.406	1.169	1.315	0.914	1.108	0.979	0.540	0.676	0.593	1.244	1.004
1973	0.565	0.611	0.842	1.529	0.990	0.641	0.612	0.736	1.104	0.812	0.499	0.535
1974	0.529	1.402	1.505	0.813	1.306	0.754	1.272	0.503	0.700	1.326	0.903	1.065
1975	0.925	1.552	1.857	1.059	0.903	1.328	1.954	1.264	0.903	0.835	1.251	0.863
1976	0.780	0.745	0.803	0.811	0.978	0.956	0.945	0.641	0.617	0.705	0.872	0.767
1977	0.646	0.613	0.654	0.969	0.643	0.825	0.655	0.641	0.747	0.944	0.534	0.555
1978	0.581	0.520	0.620	1.212	1.071	0.788	0.636	0.575	0.577	0.558	0.494	0.656
1979	0.473	0.452	0.814	0.947	0.952	0.775	0.475	0.508	0.478	0.647	0.410	0.387
1980	0.443	0.800	0.582	0.854	0.663	0.601	0.513	0.455	0.509	1.141	0.724	0.695
1981	0.452	0.495	0.796	0.738	0.682	0.485	0.628	0.432	0.450	0.539	0.593	0.593
1982	1.175	0.688	0.686	0.836	1.461	0.658	0.478	0.453	0.400	0.733	0.970	1.862
1983	1.282	0.961	1.304	1.580	0.996	0.862	0.810	0.465	0.675	0.874	0.885	0.834
1984	0.728	0.829	0.907	1.531	1.848	1.127	0.935	0.645	1.076	0.983	1.057	1.030
1985	0.771	0.608	0.471	0.740	1.006	0.825	0.813	0.729	0.621	0.704	0.670	0.701

n	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
MEDIA	0.728	0.829	0.907	1.072	0.996	0.862	0.810	0.637	0.675	0.874	0.885	0.834
S	0.243	0.350	0.368	0.330	0.333	0.254	0.336	0.191	0.181	0.244	0.314	0.362
a	0.011	0.045	0.052	0.019	0.036	0.016	0.080	0.013	0.006	0.010	0.015	0.083
Cv	0.333	0.422	0.405	0.307	0.335	0.294	0.415	0.300	0.268	0.279	0.355	0.434
Cs	0.799	1.043	1.056	0.539	0.980	0.970	2.107	1.824	0.980	0.678	0.493	1.748

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Una vez obtenidas las características estadísticas, se determina los caudales medios mensuales con probabilidad de ser igualados o excedidos. Se utilizó dos tipos de distribución: Normal y Log Normal.

➤ Distribución Normal

Se recomienda aplicarla, cuando el coeficiente de asimetría (C_s) toma valores entre -0.5 y 0.5.

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_p = \bar{Q} + K_p \times S \quad (2.22)$$

Donde:

Q_p = Caudales mensuales con probabilidad de ser igualados o excedidos, en (m^3/s)

\bar{Q} = Caudal medio del mes en consideración, en (m^3/s)

k_p = Coeficiente de distribución

S = Desviación estándar

➤ Distribución Log-Normal

Se recomienda aplicarla cuando C_s no se encuentre dentro del intervalo anterior, en donde $Y = \ln Q$, y con estos valores se obtienen: \bar{Y} , S_y , C_{s_y} que son las características estadísticas para los nuevos valores Y . Ver Tabla 2.11.

El valor de C_{s_y} debe estar entre -0.5 y 0.5.

TABLA 2.11 Valores de las características estadísticas para los nuevos valores $Y = \ln Q$

CUADRO DE DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES												
MÁXIMO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1.405	-0.805	-0.912	-0.795	0.143	0.118	-0.348	-0.612	-0.769	-0.686	-0.301	0.340	-0.333
0.937	-0.272	-0.283	-0.223	-0.138	-0.383	-0.584	-0.317	-0.568	-0.398	-0.065	-0.342	-0.243
0.988	-0.201	-0.012	-0.029	-0.541	-0.455	-0.074	-0.104	-0.156	-0.501	-0.093	-0.113	-0.646
1.410	-0.492	-0.206	0.262	-0.274	-0.642	-0.334	-0.030	-0.431	-0.387	0.344	-0.267	-0.644
1.680	-0.659	-0.422	-0.490	0.395	0.063	0.056	-0.357	-0.194	-0.311	0.113	0.454	0.519
1.580	0.067	0.399	0.251	0.042	0.458	0.412	-0.673	-0.278	-0.329	-0.353	0.144	-0.058
1.684	-0.249	-0.468	-0.479	0.521	-0.123	-0.108	-0.056	-0.410	-0.315	0.129	-0.033	-0.233
1.406	-0.061	0.341	0.156	0.273	-0.090	0.103	-0.021	-0.616	-0.392	-0.522	0.219	0.004
1.529	-0.571	-0.493	-0.172	0.425	-0.010	-0.445	-0.492	-0.306	0.099	-0.208	-0.695	-0.626
1.505	-0.637	0.338	0.409	-0.207	0.267	-0.282	0.241	-0.687	-0.357	0.282	-0.102	0.063
1.954	-0.078	0.439	0.619	0.058	-0.102	0.284	0.670	0.234	-0.102	-0.180	0.224	-0.148
0.978	-0.249	-0.294	-0.220	-0.209	-0.022	-0.045	-0.057	-0.445	-0.482	-0.350	-0.137	-0.265
0.969	-0.437	-0.489	-0.425	-0.031	-0.442	-0.192	-0.424	-0.444	-0.291	-0.058	-0.627	-0.589
1.212	-0.543	-0.654	-0.478	0.192	0.068	-0.238	-0.453	-0.553	-0.550	-0.584	-0.706	-0.422
0.952	-0.750	-0.794	-0.206	-0.054	-0.049	-0.255	-0.745	-0.678	-0.739	-0.436	-0.891	-0.950
1.141	-0.814	-0.223	-0.542	-0.158	-0.411	-0.510	-0.668	-0.787	-0.675	0.132	-0.323	-0.363
0.796	-0.793	-0.702	-0.228	-0.304	-0.383	-0.724	-0.465	-0.840	-0.799	-0.617	-0.522	-0.523
1.862	0.161	-0.374	-0.376	-0.179	0.379	-0.419	-0.738	-0.792	-0.917	-0.311	-0.030	0.622
1.580	0.248	-0.040	0.265	0.457	-0.004	-0.148	-0.211	-0.765	-0.393	-0.135	-0.123	-0.182
1.848	-0.317	-0.187	-0.098	0.426	0.614	0.119	-0.067	-0.438	0.073	-0.018	0.055	0.029
1.006	-0.261	-0.497	-0.752	-0.301	0.006	-0.192	-0.207	-0.316	-0.477	-0.350	-0.401	-0.355
n	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
MEDIA	-0.367	-0.264	-0.169	0.026	-0.054	-0.187	-0.276	-0.488	-0.425	-0.171	-0.185	-0.254
S	0.322	0.392	0.382	0.303	0.322	0.282	0.351	0.265	0.258	0.273	0.366	0.377
a	0.009	0.027	0.019	0.004	0.006	0.006	0.036	0.017	0.004	0.004	-0.010	0.036
Cv	-0.877	-1.486	-2.259	11.877	-5.922	-1.510	-1.275	-0.544	-0.606	-1.599	-1.983	-1.480
C _{sy}	0.264	0.449	0.339	0.154	0.190	0.252	0.841	0.887	0.226	0.185	-0.196	0.666

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Luego se tiene:

$$Y_p = \bar{Y} + K_p \times S_y \quad (2.23)$$

Y para calcular el caudal de excedencia se aplica la relación:

$$Q_p = e^{Y_p} \quad (2.24)$$

En base a los valores de C_s y C_{s_y} de las Tablas 2.10 y 2.11, se aplica la distribución normal en el mes de abril; y la distribución log normal en los meses restantes.

Obteniendo así la siguiente tabla de probabilidades de excedencia:

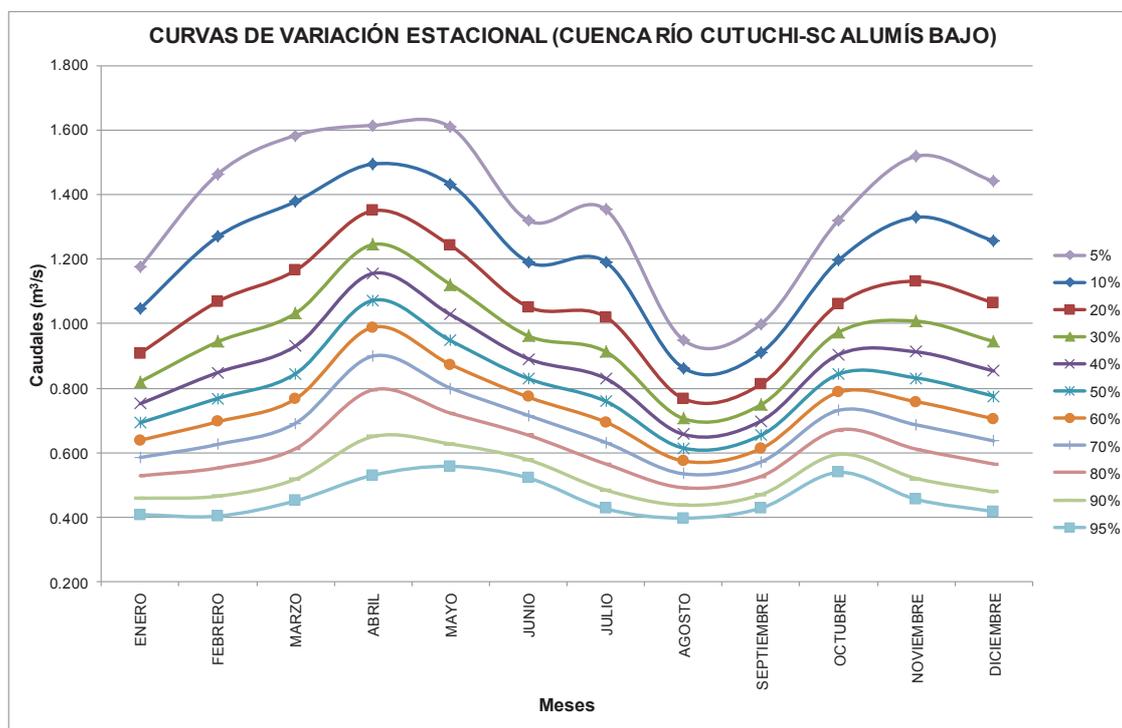
TABLA 2.12 Valores de probabilidad de excedencia

CURVA VARIACIÓN ESTACIONAL												
P(%)	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
5	1.176	1.464	1.583	1.614	1.609	1.319	1.353	0.950	0.998	1.320	1.518	1.441
10	1.046	1.269	1.378	1.494	1.431	1.191	1.191	0.862	0.909	1.196	1.329	1.256
20	0.908	1.068	1.165	1.349	1.242	1.052	1.020	0.768	0.812	1.061	1.131	1.065
30	0.820	0.944	1.032	1.245	1.121	0.962	0.913	0.706	0.748	0.973	1.007	0.945
40	0.752	0.848	0.930	1.156	1.028	0.891	0.830	0.657	0.698	0.904	0.912	0.853
50	0.693	0.768	0.844	1.072	0.947	0.830	0.759	0.614	0.654	0.843	0.831	0.775
60	0.638	0.696	0.767	0.989	0.873	0.772	0.695	0.574	0.612	0.787	0.758	0.705
70	0.585	0.626	0.691	0.899	0.800	0.715	0.631	0.534	0.571	0.731	0.686	0.636
80	0.528	0.553	0.612	0.795	0.722	0.654	0.565	0.491	0.526	0.670	0.611	0.565
90	0.459	0.465	0.518	0.650	0.627	0.578	0.484	0.437	0.470	0.595	0.520	0.478
95	0.408	0.403	0.450	0.530	0.558	0.522	0.426	0.397	0.428	0.539	0.455	0.417

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para cada una de las probabilidades, se grafica una curva, ubicando en el eje X los meses del año y en el eje Y los respectivos caudales (Q_p) calculados. Ver Gráfico 2.4:

GRÁFICO 2.4 Curvas de variación estacional de la cuenca del río Cutuchi-SC Alumís Bajo



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

El gráfico representa la variación de la disponibilidad de caudales con probabilidad de excedencia; en donde los meses de marzo, abril y mayo, los caudales son altos; mientras que los meses de agosto y septiembre los caudales son bajos.

2.3.3 DETERMINACIÓN DE CRECIDAS

Una crecida se define como un caudal en el río sumamente alto en comparación a los caudales observados habitualmente (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico); es decir son eventos cuya ocurrencia y magnitud no se pueden predecir. Para lo cual se recurre al estudio de la probabilidad con la que un determinado caudal puede ser igualado o superado.

El procedimiento más usual es el elegir la creciente de diseño en función de un periodo de retorno.

El periodo de retorno es el tiempo, en años, en donde se espera que una creciente de una magnitud igual o superior a un cierto valor se produzca por lo menos una vez.

Para la determinación de la creciente de diseño se han considerado los siguientes métodos de análisis:

- **Métodos estadísticos**

Estos métodos dan resultados correctos siempre y cuando existan suficientes datos de caudales y que el régimen del río no haya sufrido cambios considerables; por lo que se recomienda que los registros existentes cubran un período de por lo menos veinte años. Como se mencionó anteriormente para el análisis se consideró el período de datos entre 1965 y 1985.

Los métodos que fueron aplicados son:

- Método Analítico de Gumbel

Recurre a una distribución teórica de valores extremos del tipo doblemente exponencial:

$$p' = e^{-e^{-Y}} = 1 - \frac{1}{T_r} \quad (2.25)$$

Donde:

p' : Probabilidad de no ocurrencia

Y : Variable reducida

La probabilidad de ocurrencia es:

$$p = 1 - p' = \frac{1}{T_r} \quad (2.26)$$

$$Y = a (X_i - X_f) \quad (2.27)$$

$$X_i = \frac{Y}{a} + X_f \quad (2.28)$$

Existen varias aproximaciones posibles para determinar los valores de los parámetros “a” y “ X_f ” a partir de las series anuales. Gumbel resolvió esto aplicando el método de los mínimos cuadrados a la ecuación 2.27:

Se obtiene de esta manera las expresiones:

$$X_f = \bar{X}_i - \sigma_x \frac{\bar{Y}_n}{\sigma_n} \quad (2.29)$$

$$a = \frac{\sigma_n}{\sigma_x} \quad (2.30)$$

Donde:

σ_x : Desviación estándar

σ_n : Desviación estándar reducida

\bar{X} : Media aritmética

El valor de la desviación estándar se obtiene a partir de la serie de caudales medios anuales entre 1965 y 1985. Ver Tabla 2.13.

TABLA 2.13 Obtención de la desviación estándar de la serie de caudales medios anuales

MÉTODO ANALÍTICO DE GUMBEL		
AÑO	CAUDAL	(Xi - Xmed)^2
1965	4.58	4.10
1966	3.24	11.32
1967	3.98	6.92
1968	6.61	0.00
1969	6.43	0.03
1970	5.13	2.19
1971	4.71	3.62
1972	4.30	5.31
1973	4.35	5.10
1974	10.34	13.89
1975	7.38	0.60
1976	6.61	0.00
1977	6.61	0.00
1978	6.62	0.00
1979	9.36	7.60
1980	17.54	119.59
1981	2.71	15.17
1982	9.06	6.02
1983	6.61	0.00
1984	9.67	9.39
1985	2.92	13.63
n		21
Xmed		6.61
$\Sigma(Xi - Xmed)^2$		224.47
σ_x (Desviación Estándar)		3.35

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

σ_n e \bar{Y}_n son cantidades teóricas, en función del tamaño de la muestra y se obtienen a partir del cuadro de valores σ_n e \bar{Y}_n en función de n, presente en el ANEXO No 11.

$$\sigma_n = 1.0696 \text{ y } \bar{Y}_n = 0.5252.$$

Estos valores conjuntamente con la desviación estándar y el promedio se rempazan en la ecuación 2.29 y 2.30:

$$X_f = 6.61 - 3.35 \left(\frac{0.5252}{1.0696} \right)$$

$$X_f = 4.96$$

$$a = \frac{1.0696}{3.35}$$

$$a = 0.32$$

Reemplazando la ecuación 2.25 en la ecuación 2.28 se tiene:

$$p' = e^{-e^{-a(X_i - X_f)}} \quad (2.31)$$

Despejando:

$$X_i = X_f - \frac{1}{a} \ln(-\ln p') \quad (2.32)$$

Reemplazando los valores obtenidos de X_f y a en la ecuación 2.32:

$$X_i = 4.96 - \frac{1}{0.32} \ln(-\ln p') \quad (2.33)$$

Esta ecuación permite obtener los caudales de crecida para diferentes períodos de retorno. Ver Tabla 2.14.

TABLA 2.14 Caudales asociados a un período de retorno obtenidos con el Método de Gumbel

MÉTODO ANALÍTICO DE GUMBEL		
Tr	p'	Qi(m ³ /s)
5	0.8	9.7
10	0.9	12.0
25	0.96	15.0
50	0.98	17.2
100	0.99	19.4
500	0.998	24.4
1000	0.999	26.6

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

➤ Método de Lebediev

Este método se basa en la suposición de que los caudales máximos anuales son una variable aleatoria del tipo Pearson III.

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q \quad (2.34)$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño, en (m³/s)

$Q_{m\acute{a}x}$: Caudal máximo instantáneo, en (m³/s)

ΔQ : Caudal dado por la amplitud del intervalo de confianza, en (m³/s)

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m (K C_v + 1) \quad (2.35)$$

Donde:

Q_m : Caudal máximo promedio del período, (m³/s)

C_v : Coeficiente de variación

K : Depende del coeficiente de asimetría C_s y de la probabilidad p en %

$$\Delta Q = \frac{A E_r Q_{m\acute{a}x}}{n} \quad (2.36)$$

Donde:

A : Coeficiente que en promedio vale 1. Varía desde 0.7 para ríos con años de registro superior a 40, hasta 1.5 para ríos con poca estadística. Para el cálculo se eligió el valor de 1.2

E_r : Coeficiente que depende del valor de C_v y la probabilidad p . Su valor se determina en el gráfico presentado en el ANEXO No 12

n : Numero de datos

Los valores de los coeficientes Cv y Cs se obtienen a partir de la serie de caudales medios anuales entre 1965 y 1985. Ver Tabla 2.15.

TABLA 2.15 Obtención de Cv y Cs a partir de los caudales medios anuales

MÉTODO DE LEBEDIEV		
AÑO	CAUDAL	$(Q/Q_m - 1)^2$
1965	4.583	0.094
1966	3.244	0.259
1967	3.978	0.158
1968	6.608	0.000
1969	6.433	0.001
1970	5.127	0.050
1971	4.706	0.083
1972	4.304	0.122
1973	4.350	0.117
1974	10.335	0.318
1975	7.385	0.014
1976	6.608	0.000
1977	6.608	0.000
1978	6.616	0.000
1979	9.365	0.174
1980	17.543	2.739
1981	2.713	0.348
1982	9.062	0.138
1983	6.608	0.000
1984	9.672	0.215
1985	2.917	0.312
Suma	138.764	5.141
Media	6.608	
Cv	0.24	
Cs	0.73	

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Del gráfico presentado en el ANEXO No 12 se obtienen los valores Er y K, asociados al período de retorno. Ver Tabla 2.16.

TABLA 2.16 Valores de Er y K

Tr	P(%)	Er	K
50	2	0.42	2.44
100	1	0.44	2.88
500	0.2	0.48	3.32
1000	0.1	0.5	4.21

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Los valores de la Tabla 2.16 se reemplazan en las ecuaciones de 2.35 y 2.36, para el cálculo del caudal de crecida asociado a un periodo de retorno. Ver Tabla 2.17.

TABLA 2.17 Caudales asociados a un período de retorno obtenidos con el Método de Lebediev

Tr	Q _{máx}	ΔQ	Q _d (m ³ /s)
50	10.555	0.253	10.808
100	11.267	0.283	11.550
500	11.978	0.329	12.307
1000	13.418	0.383	13.802

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

➤ Método Fuller

Fuller, estudió las crecientes del río Tohickon en U.S.A., desarrolló un método de extrapolación de datos históricos, no con el uso de una distribución de frecuencias, sino con el uso de una regla de probabilidad (Monsalve Germán, Hidrología en la Ingeniería).

La regla es la siguiente:

El valor más probable del período de retorno de la crecida de orden i es n/i , siendo n el número de años de datos.

El valor más probable Q_i del caudal de orden j es la media progresiva de los valores de caudales Q_i colocados en orden decreciente:

$$Q_i = \frac{1}{j} \sum_{i=1}^j Q_i \text{ para } j=1,2,3,\dots,n \quad (2.37)$$

Existe entre los caudales y períodos de retorno más probables la siguiente relación que permite extrapolación:

$$r_j = \frac{Q_i}{Q_{med}} = a + b \cdot \log Tr = \frac{1}{j} \sum_{i=1}^j z_i \quad (2.38)$$

Siendo:

$$z_i = \frac{Q_i}{Q_{med}}, \text{ para } j=1,2,3\dots n \quad (2.39)$$

Donde:

Q_{med} : Media de los caudales de las crecientes consideradas

a y b : Constantes que se determinan con los datos de caudales históricos

Se asigna un número de orden "i" a la serie de caudales medios anuales, luego se halla la media y se remplazan estos valores en las ecuaciones 2.38 y 2.39. Tr se obtiene dividiendo el número total de datos para el respectivo número de orden. Ver Tabla 2.18.

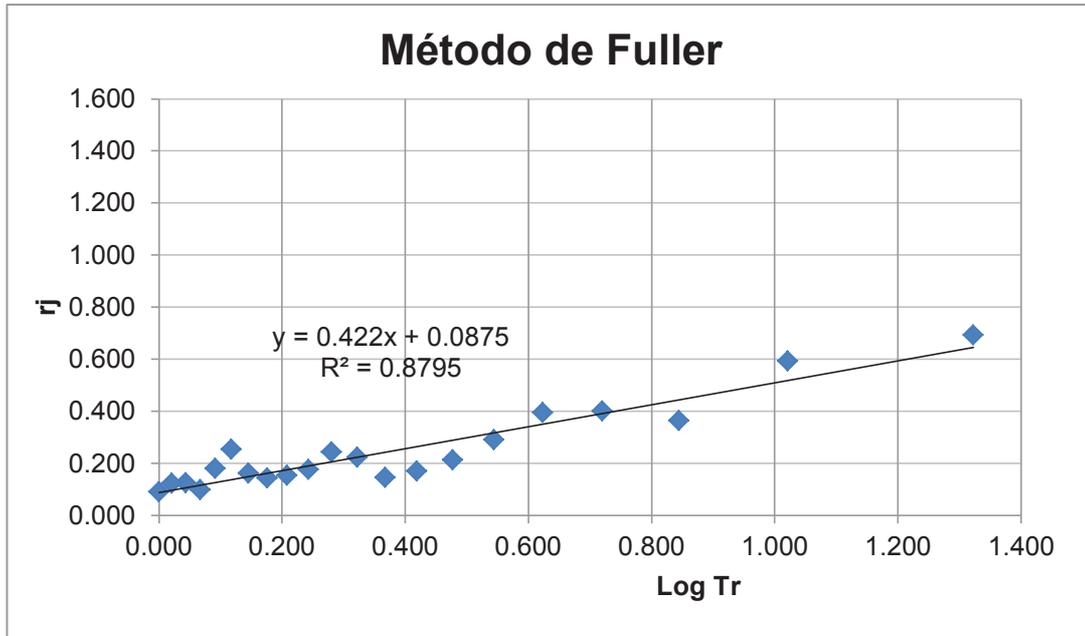
TABLA 2.18 Tabla de apoyo para el Método de Fuller

MÉTODO FULLER					
ORDEN i	CAUDAL Qi	Zi	rj	Tr	Log Tr
1	4.58	0.69	0.69	21.00	1.32
2	3.24	0.49	0.59	10.50	1.02
3	3.98	0.60	0.36	7.00	0.85
4	6.61	1.00	0.40	5.25	0.72
5	6.43	0.97	0.39	4.20	0.62
6	5.13	0.78	0.29	3.50	0.54
7	4.71	0.71	0.21	3.00	0.48
8	4.30	0.65	0.17	2.63	0.42
9	4.35	0.66	0.15	2.33	0.37
10	10.34	1.56	0.22	2.10	0.32
11	7.38	1.12	0.24	1.91	0.28
12	6.61	1.00	0.18	1.75	0.24
13	6.61	1.00	0.15	1.62	0.21
14	6.62	1.00	0.14	1.50	0.18
15	9.36	1.42	0.16	1.40	0.15
16	17.54	2.65	0.25	1.31	0.12
17	2.71	0.41	0.18	1.24	0.09
18	9.06	1.37	0.10	1.17	0.07
19	6.61	1.00	0.12	1.11	0.04
20	9.67	1.46	0.12	1.05	0.02
21	2.92	0.44	0.09	1.00	0.00
Media	6.608				

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Por medio de las parejas de puntos (r_j ; Log Tr) se determinó, a través de un análisis de mínimos cuadrados en Excel, los valores a y b de la línea que mejor se ajusta a los puntos. Ver Gráfico 2.5.

GRÁFICO 2.5 Obtención de los valores a y b del Método de Fuller



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

$$a=0.0875 \text{ y } b=0.422$$

Estos valores se utilizan en la ecuación que permite la extrapolación para obtener los caudales Q con un determinado período de retorno Tr. Ver Tabla 2.19.

$$Q = Q_{\text{med}}(a + b \cdot \log Tr) \quad (2.40)$$

TABLA 2.19 Caudales asociados a un período de retorno obtenidos con el Método de Fuller

Tr	Log Tr	Q(m ³ /s)
50	1.699	5.32
100	2.000	6.16
500	2.699	8.10
1000	3.000	8.94

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

- **Métodos empíricos**

Son métodos más antiguos y consisten en establecer una relación entre la magnitud de una crecida y una o más variables de las que depende. Por lo general la frecuencia con la cual puede ocurrir la misma no se puede deducir con estos métodos (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico).

Hay que considerar que las fórmulas presentadas tienen coeficientes desarrollados para un determinado país, con sus respectivas condiciones climáticas y geográficas.

En los cálculos se utilizaron algunas de estas fórmulas, además de la desarrollada por el INERHI, que dependen del área de la cuenca:

$$A = 85.82 \text{ Km}^2$$

HOFFMAN

$$Q = \frac{3 A}{(1+A)^{0.29}} \quad (2.41)$$

$$Q = 70.774 \text{ m}^3/\text{s}$$

KRESHIC

$$Q = \alpha \frac{32 A}{50 + \sqrt{A}} \quad (2.42)$$

$$\alpha = 2.5$$

$$Q = 116.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

GAUGUILLET

$$Q = \frac{25 A}{5+A} \quad (2.43)$$

$$Q = 23.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

FANNING

$$Q = 2.5 A^{5/6} \quad (2.44)$$

$$Q = 102.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

GUTMAN

$$Q = \frac{2832}{96+A} \times A \quad (2.45)$$

$$Q = 1339.82 \text{ m}^3/\text{s}$$

SCIMENI

$$Q = \left[\left(\frac{600}{A+10} \right) + 1 \right] A \quad (2.46)$$

$$Q = 623.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

INERHI (Ing. Ramiro Gómez)

$$Q = \frac{25 * A * K}{(A+57)^{0.5}} \quad (2.47)$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del período de retorno. Ver Tabla 2.20

TABLA 2.20 Valores de K de la fórmula desarrollada por el INERHI

Tr (años)	K
50	0.574
100	0.646
500	0.856
1000	1

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Reemplazando valores en la ecuación 2.47:

$$Q = 115.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con los métodos empíricos se obtienen valores más grandes de caudales de crecida, en comparación con los obtenidos en los métodos estadísticos; ya que éstos fueron desarrollados para un determinado país con sus respectivas condiciones climáticas, por lo que no se toman en cuenta.

Generalmente la vida útil de las obras de riego es de 50 años, considerando períodos de retorno de 100 años.

Con estas consideraciones, se compara los valores de caudal asociados a un período de retorno, obtenidos con los métodos estadísticos. Ver Tabla 2.21.

TABLA 2.21 Valores de caudales obtenidos para diferentes períodos de retorno con los métodos estadísticos

	GUMBEL	LEBEDIEV	FULLER
Tr	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
50	17.2	10.8	5.3
100	19.4	11.5	6.2
500	24.4	12.3	8.1
1000	26.6	13.8	8.9

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Se adoptó un valor de caudal de crecida de 20 m³/s que corresponde a un período de retorno de 100 años obtenido con el Método de Gumbel y que será utilizado en el análisis del Sistema de Captación Alumís Bajo.

2.4 REQUERIMIENTOS HÍDRICOS

La relación entre los factores: clima, suelo, planta y agua, determinan la actividad vegetativa que hace posible la producción agrícola. El agua es el factor que mayor incidencia presenta en dicha actividad y cuando se presenta un déficit, éste debe ser cubierto con el riego.

El requerimiento hídrico de los cultivos corresponde a la diferencia entre las pérdidas del conjunto suelo-planta, es decir la evapotranspiración, y el agua aportante en forma natural.

Para determinar los requerimientos de agua en el sistema de riego, se necesita conocer los siguientes aspectos:

- Patrón de cultivos
- Ciclo vegetativo de cada cultivo
- Uso consuntivo, que depende del tipo de cultivo
- Aportes hídricos
- Eficiencia en los sistemas de conducción y distribución

El Proyecto de Riego Alumís contaba con un área de riego de 1300 hectáreas en el año 1982 de las cuales solo el 57% estaba cultivado y representaba 741 hectáreas, e incluía un patrón de cultivos de maíz suave, hortalizas, arveja, maíz choclo, lenteja, fréjol, papas destinados para el autoconsumo y variedades de pastos, que eran regados con el método de riego a gravedad por surcos.

De acuerdo al Memorando No INAR-RCX-DESARROLLO-2010-055 del extinto INAR Regional Cotopaxi con fecha del 02 de Febrero de 2010, el Proyecto de Riego Alumís cuenta con 1461.21 hectáreas. Ver ANEXO No 1, que se riegan mediante sistemas de riego por aspersion. De las visitas de campo realizadas, se pudo apreciar que el 92% de esta área se encuentra cultivada y representa 1344.31 hectáreas e incluye un patrón de cultivos de maíz suave, fréjol, hortalizas, arveja, maíz choclo, lenteja, papas, brócoli y rosas.

Para poder determinar el riego es necesario conocer la cantidad de agua que necesita el cultivo, a través de la evapotranspiración, que es un proceso combinado de los fenómenos de evaporación del agua desde la superficie del suelo y transpiración de las plantas por efecto de la energía solar.

El uso consuntivo es la cantidad de agua por unidad de tiempo usada en: transpiración, formación de tejidos de las plantas, evaporación del suelo adyacente y precipitación interceptada por la vegetación.

Debido a que la proporción de agua usada en la formación de tejidos de las plantas es muy pequeña en relación con la evapotranspiración total (1%), el uso consuntivo se supone igual a la evapotranspiración.

Para determinar la evapotranspiración se utilizan métodos directos e indirectos:

- Métodos directos: Son de tipo instrumental como: el método lisimétrico, gravimétrico, evaporímetro de Thornthwaite, atmómetros de Livingston, evaporímetro de Piché y el Tanque Clase "A".
- Métodos indirectos: Utilizan fórmulas empíricas para la determinación de la evapotranspiración desarrolladas a base de una serie de información de campo tomada en proyectos existentes y en operación. Los métodos más utilizados en el país son: Thornthwaite, Blaney y Criddle modificado por Phelam, Hargreaves, Christiansen y Yépez, Penman.

El presente Proyecto de Titulación utiliza el método de Thornthwaite y Blaney y Criddle modificado por Phelam para el cálculo de la evapotranspiración a partir de la estación Cotopaxi Minitrak que está cercana a la zona de riego; debido a que los otros métodos indirectos requieren de una serie de datos agroclimatológicos que no están disponibles o que son insuficientes para su aplicación. Las variables climatológicas que se utilizan para los métodos de cálculo se presentan en el ANEXO No 13 para un período comprendido entre 1962 a 1985.

El método de Thornthwaite se basa en procedimientos empíricos realizados en las regiones húmedas del este de Estados Unidos, para determinar la evapotranspiración potencial en zonas cálidas y húmedas en función de la temperatura media, con una corrección en función de la duración astronómica del día y el número de días del mes.

$$E_{tp} = 16 \times R_T \times \left(\frac{10T}{I} \right)^a \quad (2.48)$$

$$i_j = \left(\frac{T_j}{5} \right)^{1.514} \quad (2.49)$$

$$a = 0.000000675 \times I^3 - 0.0000771 \times I^2 + 0.01792 \times I + 0.49239 \quad (2.50)$$

Donde:

E_{tp} : Evapotranspiración potencial en (mm/mes)

T: Temperatura media mensual en (°C)

I: Índice calórico anual, que se calcula a partir de la suma de los doce índices de calor mensuales

a: Parámetro que se calcula a partir del índice calórico anual

R_T: Índice de iluminación, que toma en cuenta el número de días del mes y horas de luz de cada día, en función de la latitud. Su valor se puede obtener de la Tabla N°1 del ANEXO No 14

Los resultados del cálculo de la evapotranspiración con éste método, se presentan en el ANEXO No 15.

El método de Blaney y Criddle fue desarrollado a partir de ensayos hechos en zonas áridas y semiáridas del oeste de Estados Unidos, propone una expresión en la cual se considera que la evapotranspiración real es proporcional al producto de la temperatura media mensual por el porcentaje de horas luz durante el período considerado, además de introducir un coeficiente propio para cada cultivo. Las fórmulas empleadas son:

$$E_t = K \times F \quad (2.51)$$

$$F = \sum_{i=1}^n f_i \quad (2.52)$$

$$f = (0.457 \times T + 8.128)^p \quad (2.53)$$

Donde:

E_t: Evapotranspiración real en (mm)

K: Coeficiente global de cultivos. Su valor se presenta en la Tabla N°2 del ANEXO No 14

F: Suma de factores mensuales de uso consuntivo

f: Factor de uso consuntivo mensual en (mm)

n: Número de meses del ciclo vegetativo

p: Porcentaje de horas luz del día respecto al total anual. Este valor se obtiene de la Tabla N°3 del ANEXO No 14

T: Temperatura media en (°C)

Posteriormente Phelan propuso una modificación al método de Blaney y Criddle utilizando factores de corrección k_c y k_T para calcular el factor de la respectiva fórmula:

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c \quad (2.54)$$

$$U_{cm} = f_i \times k_T \quad (2.55)$$

$$k_T = 0.03114 \times T + 0.2396 \quad (2.56)$$

$$F_c = \frac{K \times F}{UCM} \quad (2.57)$$

Donde:

U_{cc} : Uso consuntivo corregido

U_{cm} : Uso consuntivo mensual

k_T : Coeficiente de corrección en función de la temperatura

k_c : Coeficiente de desarrollo del cultivo. Sus valores se presentan en la Tabla N°4 del ANEXO No 14

F_c : Factor de corrección

UCM: Suma de los usos consuntivos mensuales

Los cálculos de la evapotranspiración con el método de Blaney y Criddle modificado por Phelan para los distintos tipos de cultivos correspondientes al Proyecto de Riego Alumís se presentan en el ANEXO No 16.

El proceso inverso al agotamiento de la humedad en el suelo por evapotranspiración, lo constituye el aporte hídrico por diversos conceptos: precipitación, ascenso de agua por capilaridad y condensación del vapor acuoso. En general, la precipitación representa la totalidad del aporte hídrico al suelo y constituye un gran aporte a los requerimientos de las plantas.

Para determinar el balance hídrico se necesita cuantificar la lluvia efectiva conjuntamente con la eficiencia del sistema.

La lluvia efectiva, es aquella fracción de la precipitación total que es aprovechada por las plantas. Depende de algunos factores como la intensidad de precipitación, aridez del clima, inclinación del terreno, contenido de humedad del suelo o velocidad de infiltración.

Como primera aproximación, Brouwer y Heibloem, proponen las siguientes fórmulas para el cálculo de la lluvia efectiva en áreas con pendientes inferiores al cinco por ciento, en función de la precipitación caída durante el mes:

$$P_e = 0.8 P - 25 \quad \text{Si: } P > 75 \text{ mm/mes} \quad (2.58)$$

$$P_e = 0.6 P - 10 \quad \text{Si: } P < 75 \text{ mm/mes} \quad (2.59)$$

La eficiencia del uso de agua en un sistema de riego, no solo depende de las condiciones edafo-climáticas del área de diseño, construcción y operación de la obra, sino de los factores de orden agrícola, económico y social.

En las pérdidas de conducción se consideran las producidas por filtración que en el caso de canales revestidos de hormigón son mínimas, además existirán pérdidas en las compuertas deslizantes y en la regulación durante la distribución a través del sistema. Se estima que en el transporte del agua desde la bocatoma hasta el área de riego, las pérdidas oscilan entre el diez y veinte por ciento (Vivero Patricio, Proyecto de Riego Nagsiche), resultando eficiencias del ochenta y noventa por ciento. Se adopta una eficiencia promedio del 85 por ciento.

Para constatar si existe un incremento en la demanda de agua, se calcula el requerimiento correspondiente al año 1982 con el método a gravedad por surcos;

y el que se maneja actualmente en el Proyecto, que es el método de riego por aspersión adoptando eficiencias en la aplicación del 65% y 75% respectivamente.

La eficiencia total del sistema de riego se obtiene mediante:

$$e_t = e_a \times e_c \quad (2.60)$$

Donde:

e_a : Eficiencia en el sistema de aplicación o método de riego

e_c : Eficiencia en la conducción

Reemplazando valores en la ecuación 2.60:

- Para sistemas a gravedad por surcos:

$$e_t = 0.85 \times 0.65 = 0.55$$

- Para sistemas de riego por aspersión:

$$e_t = 0.85 \times 0.75 = 0.64$$

El requerimiento hídrico neto se evalúa estableciendo un balance mensual entre el valor de la evapotranspiración y la aportación natural efectiva. Al dividir este valor para la eficiencia total del sistema se obtiene el requerimiento hídrico bruto.

Mediante el estudio de requerimientos hídricos se obtiene los caudales continuos complementarios que hay que aportar durante el ciclo vegetativo, sobre el suministrado por las lluvias. Estos valores se presentan en el ANEXO No 17, para riego a gravedad por surcos y aspersión.

Para el Proyecto de Riego Alumís el valor máximo del requerimiento hídrico neto para los diferentes cultivos con el método a gravedad por surcos es 85.74 mm/mes correspondiente al mes de Agosto; al dividir este valor para la eficiencia total del sistema, y expresándolo en $m^3/mes \times Ha$ se obtiene un déficit mensual de 1558.9 $m^3/mes \times Ha$.

Mientras que con el método de riego por aspersión el valor máximo del requerimiento hídrico neto es 98.45 mm/mes correspondiente al mes de Agosto; al dividir este valor para la eficiencia total del sistema, y expresándolo en m^3/mesxHa se obtiene un déficit mensual de 1538.30 m^3/mesxHa .

El mayor caudal ficticio continuo que habría de aplicarse permanentemente a las plantas, durante el mes de máxima necesidad, para suministrar un volumen de agua equivalente al previsto luego de los estudios correspondientes a la demanda de las plantas se conoce como caudal característico. Se expresa generalmente en litros por segundos por cada hectárea y depende, naturalmente, de una serie de factores como son el clima, tipo de cultivo y terreno, método de riego, etc.

El caudal característico obtenido para el Proyecto de Riego Alumís en el año 1982 con el método de riego a gravedad es 0.60 l/sxHa. Al multiplicar este valor con el área de 741 Ha se obtiene un caudal de demanda en la zona de riego de 444 l/s.

Con el método de riego por aspersión se obtiene un caudal característico de 0.59 l/s y al multiplicarlo por el área cultivada de 1344.31 hectáreas se obtiene un caudal de demanda en la zona de riego de 793 l/s.

Se comprobará en el análisis del funcionamiento hidráulico si la captación permite el ingreso del caudal de demanda para el método de riego por aspersión.

2.5 CALIDAD DEL RECURSO

La calidad del agua se refiere a las características físicas, químicas y biológicas de los cuerpos de agua superficiales y subterráneos. Estas características afectan la capacidad del recurso hídrico para sustentar tanto a las condiciones humanas como la vida vegetal y animal.

El Sistema de Captación Alumís Bajo se encuentra en la parte alta de la cuenca del río Cutuchi alejado de centros poblados y áreas industriales que pudieran contaminar el recurso.

El análisis físico-químico del agua en el sitio del Sistema de Captación Alumís Bajo fue realizado en el laboratorio Chemical Total Consulting de la ciudad de Ambato.

FOTOGRAFÍA 2.1 Muestreo de las aguas en el sector de la captación



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

La interpretación del análisis físico químico de las aguas en el sitio del Sistema de Captación Alumís Bajo, se basa en los criterios del Libro VI Anexo 1 del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULAS) para aguas de uso agrícola y se describe a continuación:

- El valor de pH = 7.48 está dentro del rango recomendado (6.5 – 8.4).
- El valor de la conductividad eléctrica = 0.036 Milimho se encuentra dentro del rango (≤ 0.7 Milimho), e indica baja presencia de sales, siendo un agua de buena calidad.
- El contenido de sólidos totales = 57.9 mg/l se encuentra dentro del rango (≤ 450 mg/l).
- La dureza total = 25.97 mgCaCO₃/l, indica que es un agua suave.
- No existe la presencia de Boro, Nitratos y Nitritos.
- El valor de potasio = 1.7 mg/l se encuentra dentro del rango (≤ 20 mg/l).
- Con las cantidades de calcio, magnesio y sodio, se establece entre estos parámetros la relación de adsorción de sodio S.A.R:

$$\text{S.A.R} = \frac{C_{\text{Na}}}{\sqrt{\frac{C_{\text{Ca}} + C_{\text{Mg}}}{2}}} \quad (2.61)$$

Donde:

C_{Na} : Concentración de sodio en Meq/l (1 Meq Na = 0.0230×10^{-3} mg)

C_{Ca} : Concentración de calcio en Meq/l (1 Meq Ca = 0.02004×10^{-3} mg)

C_{Mg} : Concentración de magnesio en Meq/l (1 Meq Mg = 0.01215×10^{-3} mg)

El S.A.R varía de 0 a 30, de acuerdo a este rango se puede establecer las siguientes clases de agua. Ver Tabla 2.22:

TABLA 2.22 Rango de variación del S.A.R

S.A.R	Clase de Agua	Recomendaciones
De 0 a 10	Baja alcalinidad	Se puede utilizar en todos o casi todos los suelos.
De 10 a 18	Alcalinidad media	Puede dar problemas en suelos arcillosos.
De 18 a 26	Alcalinidad alta	Sólo se puede utilizar en suelos sueltos, bien drenados y ricos en materia orgánica y yeso.
De 26 a 30	Alcalinidad muy alta	No se puede utilizar, salvo que tengan una salinidad baja y se realice el enyesado

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Reemplazando valores en la ecuación 2.61:

$$\text{S.A.R} = \frac{0.028}{\sqrt{\frac{0.31 + 0.21}{2}}} = 0.08$$

Este valor indica que es una clase de agua con baja alcalinidad, que se puede utilizar en todos los suelos.

Los valores de los parámetros antes citados se encuentran en el ANEXO No 1.

2.6 CAUDAL ECOLÓGICO

El caudal ecológico es el régimen de agua que debe mantenerse en un sector hidrográfico del río, para la conservación y mantenimiento de los ecosistemas, la biodiversidad y calidad del medio fluvial y para asegurar los usos consuntivos y no consuntivos del recurso, aguas abajo en el área de influencia de obras e infraestructura hidráulica y su embalse, donde sea aplicable el caudal ecológico debe ser representativo del régimen natural del río y mantener las características paisajísticas del medio. Caudal mínimo que debe mantenerse en un curso fluvial con el fin de garantizar la viabilidad de sus sistemas naturales (SENAGUA 2009, Proyecto de Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Uso y Aprovechamiento del Agua, Versión Final).

En la Sección Tercera del Caudal ecológico y los Ecosistemas relacionados, artículo 17 de éste Proyecto de Ley, se menciona que el caudal ecológico en toda cuenca hidrográfica es intangible y mantenerlo en la cantidad requerida, es responsabilidad de la Autoridad Única del Agua y de todas las personas, sean usuarios o no usuarios del agua. En el artículo 18 se menciona que el caudal ecológico no es susceptible de autorización para su uso o aprovechamiento, únicamente en el caso de catástrofes naturales podrá autorizarse su uso para el consumo humano; siendo indispensable su determinación en cualquier clase de proyecto de aprovechamiento de agua.

Según el Acuerdo Ministerial No. 155 del Registro Oficial No. S2-41 del 14 de marzo de 2007, como Norma Técnica Ambiental para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental para los sectores de infraestructura: eléctrico, telecomunicaciones y transporte (puertos y aeropuertos) emitido por el Ministerio del Ambiente (MAE) e implementado por el Consejo Nacional de Electrificación (CONELEC) como autoridad de aplicación responsable, normativa que en la actualidad se encuentra en vigencia, establece en el numeral 4.4.1.5 que los regulados en el caso de las centrales hidroeléctricas existentes antes de marzo del 2003, adoptarán como caudal ecológico al menos el 10% del caudal medio

anual que circulaba por el río aguas abajo de las inmediaciones del cuerpo de la presa antes de su construcción.

De acuerdo al numeral 4.4.1.7, la información a recopilarse para la adopción de un caudal ecológico (al menos el 10% del caudal medio anual) y el cálculo del caudal ecológico y del régimen de caudales ecológicos deberá comprender todos los registros disponibles de los caudales históricos del cuerpo de agua y cuenca hidrográfica en estudio.

2.6.1 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL CAUDAL ECOLÓGICO

Estos métodos permiten definir el caudal mínimo necesario, para la conservación y mantenimiento de los ecosistemas. Se agrupan en cuatro categorías:

- Hidrológicos: Se caracterizan por realizar un análisis de series temporales de los registros de caudales naturales del curso de agua, tomando al caudal ecológico como un porcentaje del caudal medio anual.
- Hidráulicos: Relacionan las variables hidráulicas como: velocidad, profundidad y perímetro mojado, con los distintos tipos de hábitats presentes en los ecosistemas acuáticos, para el posterior cálculo del caudal ecológico.
- Simulación de hábitat: Se basan en datos de respuesta hidrológica, hidráulica y biológica. El caudal ecológico será estimado en base a curvas de descarga del hábitat, tiempo de hábitat y series de excedencia, requiriéndose de una buena información batimétrica y topográfica del curso de agua.
- Holísticos: Incorporan modelos de simulación hidrológica, hidráulica y de hábitat, contemplando los componentes bióticos y abióticos del ecosistema, con información económica y social del sector a ser estudiado y analizado.

Debido a que se cuenta con un registro de 21 años de caudales medios mensuales hasta el sitio del Sistema de Captación Alumís Bajo, se utilizará el método hidrológico de Montana para determinar el caudal ecológico.

Este método fue propuesto por Tennant en 1996 y desarrollado en Estados Unidos observando una especie biológica en particular (la Trucha) encontrando una relación entre el caudal y la disponibilidad de hábitat, y consiste en expresar los caudales como porcentajes del caudal medio anual, relacionándolos con grados de conservación. A partir de esto se determinó que el hábitat comenzaba a degradarse cuando el flujo era inferior al 10% del caudal medio anual.

A partir de la curva de duración general obtenida en la sección 2.3.1, se determinó que el valor del caudal medio mensual de la cuenca río Cutuchi-SC Alumís Bajo es $0.464 \text{ m}^3/\text{s}$. Cumpliendo con la recomendación del método y con la normativa vigente en el país, en el sector de la captación se adoptará como caudal ecológico el 10% de este valor que corresponde a $0.046 \text{ m}^3/\text{s}$.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS EXISTENTES

3.1 GENERALIDADES

La obra de toma es la estructura de mayor importancia para cualquier tipo de aprovechamiento hidráulico; ya sea para generación de energía hidroeléctrica, riego, agua potable, etc. De la obra de toma, dependerá la disposición de los demás componentes del sistema hidráulico.

Los diferentes tipos de obras de toma han sido desarrollados sobre la base de estudios en modelos hidráulicos, principalmente en aquellos aplicados a cursos de agua con gran transporte de sedimentos.

El sistema de captación Alumís Bajo es una obra de toma en río de montaña de tipo convencional, conformada por: un órgano de cierre (azud), reja de entrada, estructuras de control (compuertas), estructuras de limpieza (desripiador, desarenador), seguridad (vertederos de excedencias), estructuras misceláneas (muros de ala).

En el análisis del funcionamiento hidráulico de los elementos que conforman la captación, se determinará el caudal con el que fueron diseñados.

3.2 REJA DE ENTRADA

La reja de entrada a la toma se utiliza para impedir el ingreso de material grueso, ramas y hojas en flotación que transporta el río.

Se encuentra en forma perpendicular a la dirección del azud; es decir en paralelo a la dirección del río, ver Fotografía 3.1.

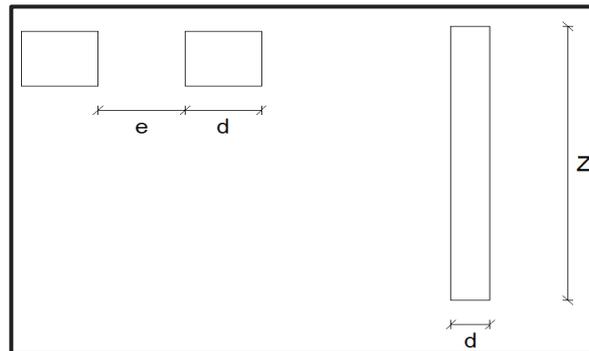
FOTOGRAFÍA 3.1 Entrada de agua por la reja



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

En el diseño de la reja se debe considerar los siguientes aspectos:

- El umbral del orificio debe estar a una altura no menor a 0.60 metros
- El dintel que sostiene a los barrotes debe ser de hormigón armado y llegar hasta una altura superior a la de la mayor creciente
- El espaciamiento entre barrotes depende del tamaño de los sólidos que transporta el río; no pasa de 20 centímetros
- Los barrotes deben estar al ras o sobresalir un poco de la cara del dintel para facilitar la limpieza de material flotante
- Los barrotes deben ser suficientemente fuertes para resistir impactos del material grueso que acarrea el río; y su forma debe garantizar que se produzcan frecuencias de limpieza prolongadas. Ver Figura 3.1

FIGURA 3.1 Formas de barrotes

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

La bocatoma del Sistema de Captación tiene una forma rectangular de 2.39 metros de ancho por 0.60 metros de altura conformada por barrotes de 38 milímetros de ancho, con espaciamentos entre éstos de 10 centímetros. Ver Fotografía 3.2.

FOTOGRAFÍA 3.2 Dimensiones de la reja entrada

Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

Para el cálculo del caudal que ingresa por la reja en estiaje, se considera que ésta funciona como vertedero sumergido y se produce una pérdida en los barrotes por contracción lateral. Obedece a la ecuación:

$$Q=K \times S \times M \times b \times h^{\frac{3}{2}} \quad (3.1)$$

Donde:

Q: Caudal de diseño, en (m³/s)

K: Coeficiente de contracción de la lámina, cuyo valor es 0.85 (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico)

S: Coeficiente de corrección por sumersión

M: Coeficiente de descarga

b: Ancho efectivo del vertedero, en (m)

h: Carga sobre la cresta del vertedero, cuyo valor es 0.60 metros

El ancho efectivo de la reja se calcula con la ecuación:

$$b=e(n-1) \quad (3.2)$$

Donde:

e: Espaciamiento entre barrotes, en (m)

n: Número de barrotes

La reja del Sistema de Captación Alumís Bajo cuenta con 18 barrotes, separados entre sí 10 centímetros.

Reemplazando valores:

$$b=0.10 \times (18-1)$$

$$b=1.7 \text{ m}$$

Para calcular el coeficiente de descarga (M), se toma en cuenta la geometría que presenta el vertedero, puesto que presenta: una arista redondeada en el umbral, una inclinación en el paramento aguas arriba y aguas abajo, que según Balloffet A y M. Gotelli hacen que este coeficiente se incremente en un 15% con respecto a un vertedero de pared delgada.

El coeficiente (M) se calcula con las fórmulas presentadas en Sotelo G:

$$M = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \times \mu \quad (3.3)$$

$$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3(b/B)^2}{1000 h + 1.6} \right] \times \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \times \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] \quad (3.4)$$

Donde: w, es la elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba, cuyo valor es 1.53 metros.

B: Ancho total del vertedero, cuyo valor es 2.39 metros

Reemplazando valores en las ecuaciones 3.3 y 3.4:

$$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{1.70}{2.39} \right)^2 + \frac{3.615 - 3(1.70/2.39)^2}{1000 \times 0.60 + 1.6} \right] \times \left[1 + 0.5 \left(\frac{1.70}{2.39} \right)^4 \times \left(\frac{0.60}{0.60 + 1.53} \right)^2 \right]$$

$$\mu = 0.61$$

$$M = \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.81} \times 0.61 = 1.80 \times 1.15 = 2.07$$

El coeficiente por sumersión (S), se calcula con la fórmula de Bazin:

$$s = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{h_n}{y_2} \right] \sqrt[3]{\frac{z}{h}} \quad (3.5)$$

Donde:

z: Diferencia de elevación de las superficies aguas arriba y abajo de la cresta, en (m)

h_n : Elevación aguas abajo del vertedero sobre la cresta

y_2 : Elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo, cuyo valor es 0.83 metros

Reemplazando valores y asumiendo un valor de z igual a 0.05 metros, se tiene:

$$s=1.05 \left[1+0.2 \frac{0.55}{0.83} \right]^3 \sqrt{\frac{0.05}{0.60}}$$

$$s=0.52$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.1 el caudal que ingresa por la reja de entrada es:

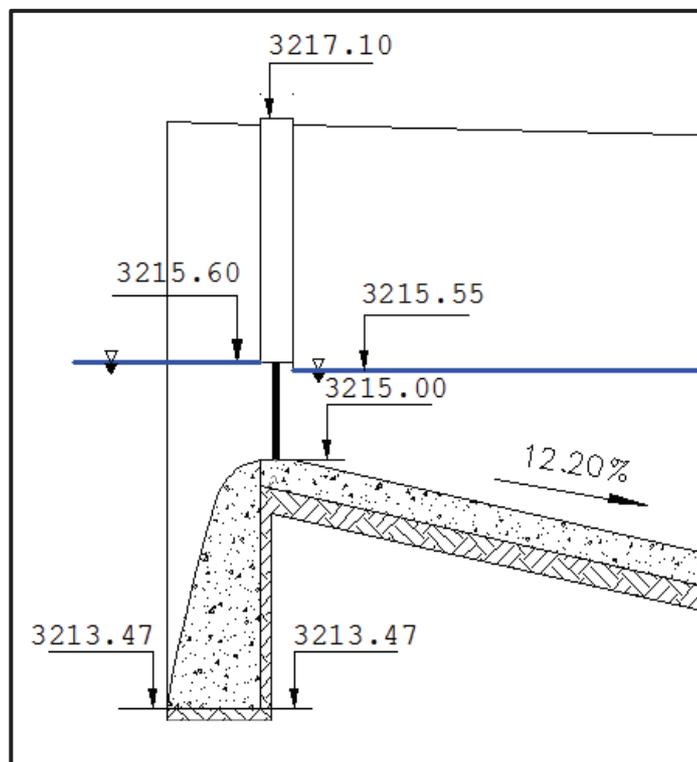
$$Q=0.85 \times 0.52 \times 2.07 \times 1.70 \times 0.60^{\frac{3}{2}}$$

$$Q=0.723 \text{ m}^3/\text{s}$$

En conclusión la reja permite el paso de un caudal inferior al de la demanda.

Los niveles de agua de la reja de entrada en estiaje se muestran en la Figura 3.2:

FIGURA 3.2 Niveles correspondientes a la reja de entrada en estiaje

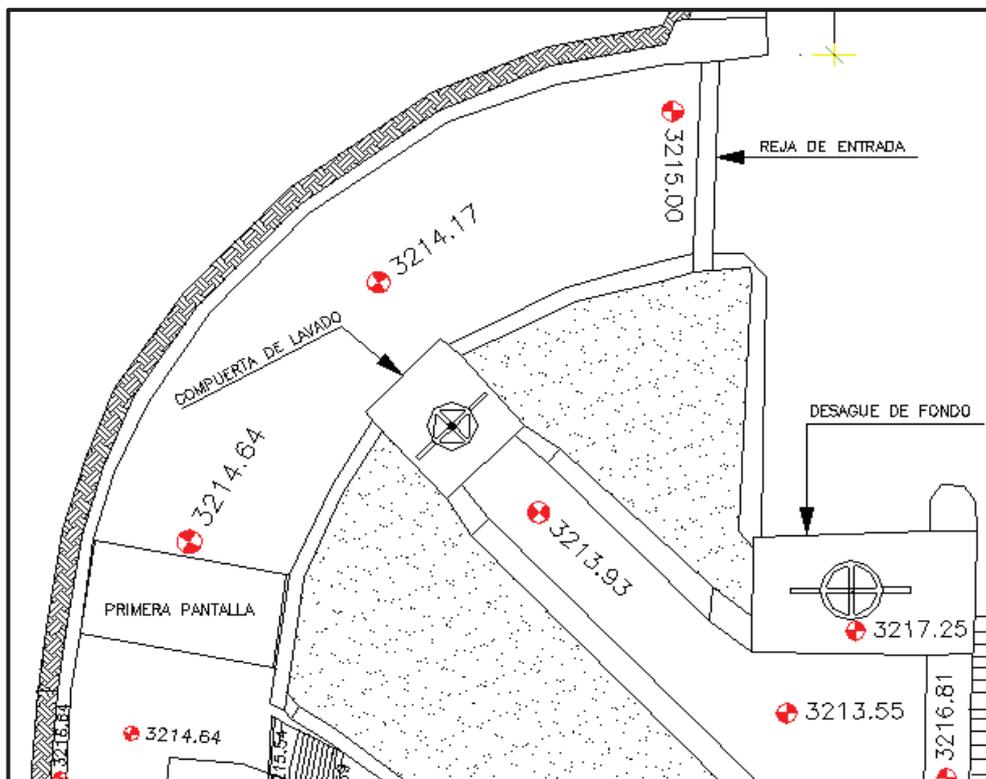


Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

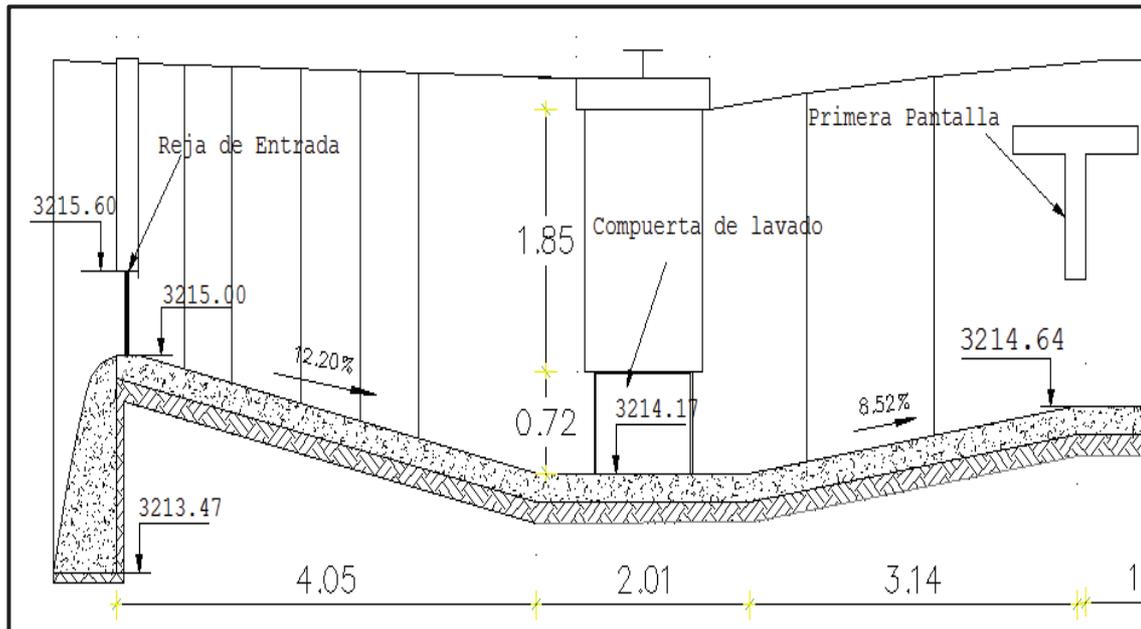
3.3 DESRIPIADOR

A continuación de la reja de entrada, se encuentra la cámara desripadora, cuya función es detener las piedras que alcanzan a pasar entre los barrotes, su forma vista en planta es circular y está conformada por tres tramos: el primero con una pendiente del 12.2 % y longitud 4.05 metros que inicia en la cota 3215 m.s.n.m. y finaliza en la cota 3214.17 m.s.n.m.; el segundo es horizontal ubicado en la cota 3214.17 m.s.n.m. con una longitud de 2.01 metros; el tercero con una contrapendiente del 8.52% y longitud 3.14 metros que inicia en la cota 3214.17 m.s.n.m. y finaliza en la cota 3214.64 m.s.n.m. Ver Figuras 3.3 y 3.4:

FIGURA 3.3 Vista en planta de la cámara desripadora



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

FIGURA 3.4 Corte longitudinal de la cámara desripadora

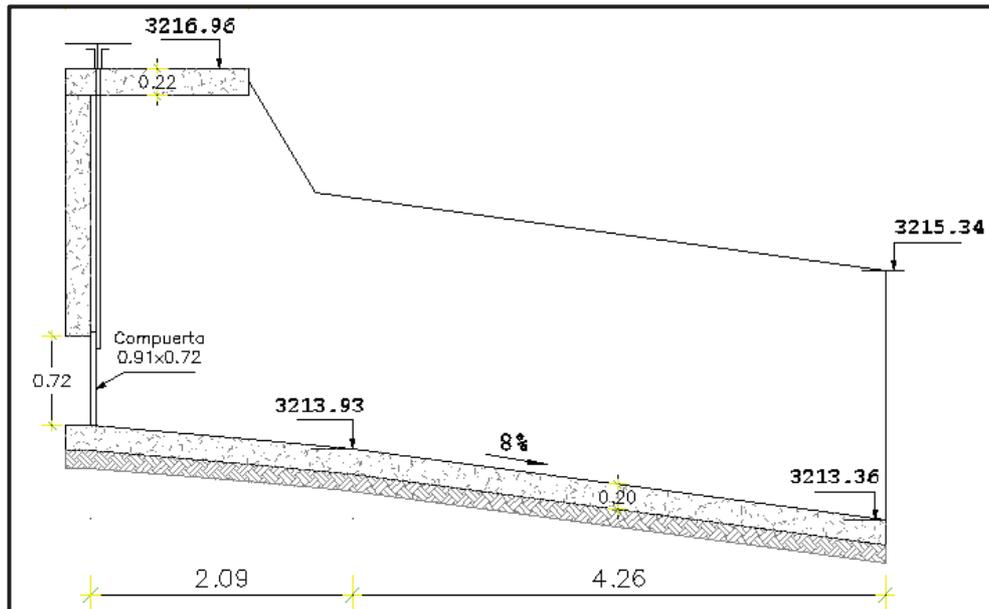
Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

En el diseño del desripador se debe considerar los siguientes aspectos (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico):

- Para poder eliminar las piedras debe dejarse una compuerta que conecta con el canal de desfogue.
- El canal de desfogue debe tener una gradiente superior al 5% para conseguir una velocidad de lavado alta que sea capaz de arrastrar todas las piedras.
- Procurar eliminar todos los ángulos rectos y unir las paredes con curvas que converjan hacia la compuerta para que las piedras no se queden en las esquinas.
- La velocidad de lavado no debe ser inferior a 2 m/s para poder arrastrar las piedras grandes.

El tramo horizontal de la cámara desripadora se conecta con una compuerta de lavado de elevación manual de 0.91 metros de ancho por 0.72 metros de apertura y a continuación un canal de desfogue de longitud 6.40 metros con una pendiente de 8 %. Ver Figura 3.5:

FIGURA 3.5 Dimensiones del canal de desfogue del desripiador



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

El caudal descargado por la compuerta de lavado del desripiador es analizado como flujo a través de una compuerta con descarga libre:

$$Q = C_d b a \sqrt{2 g y_1} \quad (3.6)$$

Donde:

Q: Caudal, en (m³/s)

C_d: Coeficiente de gasto

b: ancho de la compuerta = 0.91 m

a: apertura de la compuerta = 0.72 m

y₁: nivel aguas arriba de la compuerta = 1.39 m

El valor del coeficiente de descarga es 0.53, obtenido del Gráfico de Cofré y Buchheister presente en el ANEXO No 18, con la relación de y₁ / a = 1.93.

Reemplazando valores en la ecuación 3.6:

$$Q = 0.53 \cdot 0.72 \cdot 0.91 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 1.39}$$

$$Q=1.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con el caudal determinado se calcula la velocidad de lavado:

$$V = \frac{Q}{a \cdot b} \quad (3.7)$$

$$V = \frac{1.73}{0.72 \cdot 0.91} = 2.6 \text{ m/s}$$

Para calcular el calado normal del canal de desfogue con el caudal que evacúa la compuerta, se utilizó el programa H-Canales, con los siguientes datos: ancho de la solera 0.91 metros, rugosidad 0.016, pendiente 8 %. Obteniendo un valor de 0.33 metros. Ver Figura 3.6:

FIGURA 3.6 Cálculo del calado normal del canal de desfogue del desripiador

The screenshot shows the 'Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular' window. It contains the following data:

Lugar:		Proyecto:	
Cotopaxi		Alumis Bajo	
Tipo:		Revestimiento:	
Canal del desripiador		Hormigon	

Datos:	
Caudal (Q):	1.73 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.91 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	.016
Pendiente (S):	.08 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3256 m	Perímetro (p):	1.5613 m
Area hidráulica (A):	0.2963 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1898 m
Espejo de agua (T):	0.9100 m	Velocidad (v):	5.8383 m/s
Número de Froude (F):	3.2665	Energía específica (E):	2.0629 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

The interface also includes a diagram of a trapezoidal channel section with labels for top width (T), bottom width (b), and water depth (y). At the bottom, there are buttons for 'Calcular', 'Limpiar Pantalla', 'Imprimir', 'Menú Principal', and 'Calculadora'. The status bar shows 'Retorna al Menú principal', the time '12:12', and the date '12/05/2013'.

Fuente: Programa H-Canales
Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

3.4 PANTALLAS REGULADORAS

Se localizan después del desripador. La primera pantalla controla el flujo cuando el agua sobrepasa el nivel superior de la reja de entrada; la segunda regula el flujo de entrada al desarenador o al bypass y entre las dos estructuras se encuentra un aliviadero para verter los excesos. Ver Fotografía 3.3:

FOTOGRAFÍA 3.3 Ubicación de las pantallas.



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

El estudio “SYSTEM OF SLIGHTLY IMMERSED GATES”, realizado por JOURNAL OF HYDRAULIC RESEARCH menciona que la distancia recomendada entre pantallas fijas no debe ser menor a seis veces su apertura para el mejor funcionamiento del sistema:

$$L = 6a \quad (3.8)$$

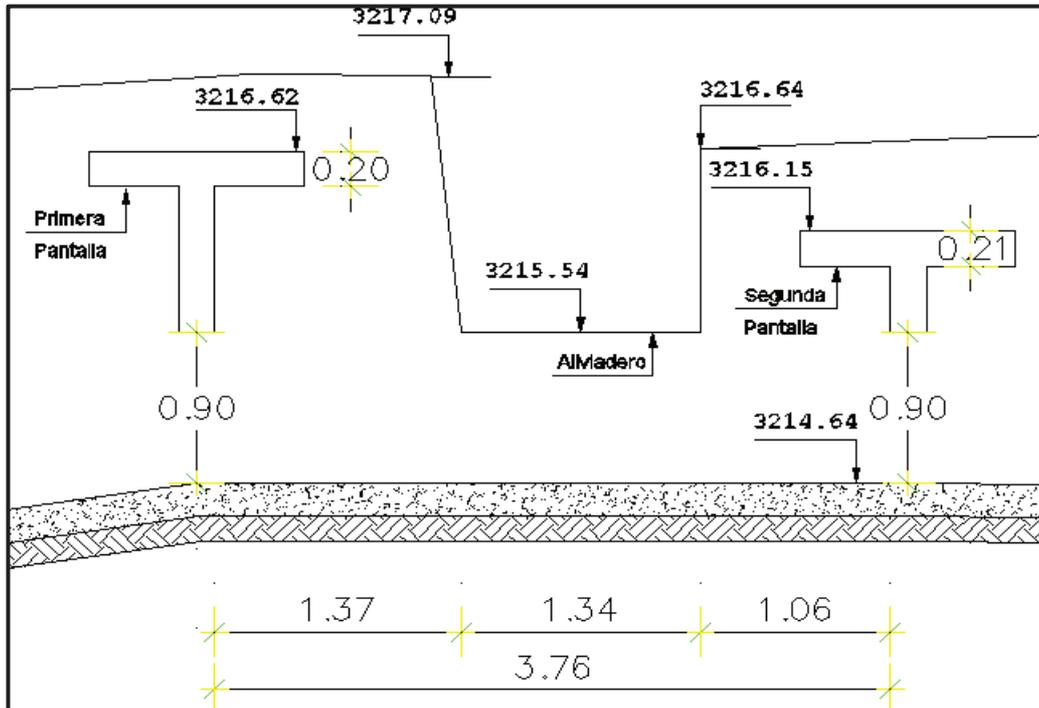
Donde:

L: Distancia entre pantallas, en (m)

a: Altura desde el fondo del canal, en (m)

La disposición, niveles y dimensiones que poseen las pantallas se presentan en la Figura 3.7:

FIGURA 3.7 Esquema de los niveles y dimensiones de las pantallas y el aliviadero



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para el cálculo de la distancia recomendada entre pantallas:

$$a = 0.90 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 3.8:

$$L = 6 \times 0.90$$

$$L = 5.4 \text{ m}$$

La distancia entre pantallas de 3.76 metros no cumple con la recomendada.

El nivel de agua que proviene de la reja de entrada sobrepasa el umbral de apertura de la primera pantalla; por lo que es necesario calcular la pérdida producida considerando a la pantalla como un orificio sumergido:

$$Q = C_d b a \sqrt{2 g \Delta H} \quad (3.9)$$

Donde:

Q: Caudal = 0.723 m³/s

C_d: Coeficiente de gasto

b: Ancho de la pantalla = 2.37 m

a: Altura desde el fondo del canal = 0.90 m

ΔH: Desnivel de agua, en (m)

C_d se obtiene de la tabla de coeficientes de gasto para diferentes tipos de orificios de pared gruesa en función de la relación e/a. Ver ANEXO No 19.

$$e=0.20, a=0.90; e/a = 0.22$$

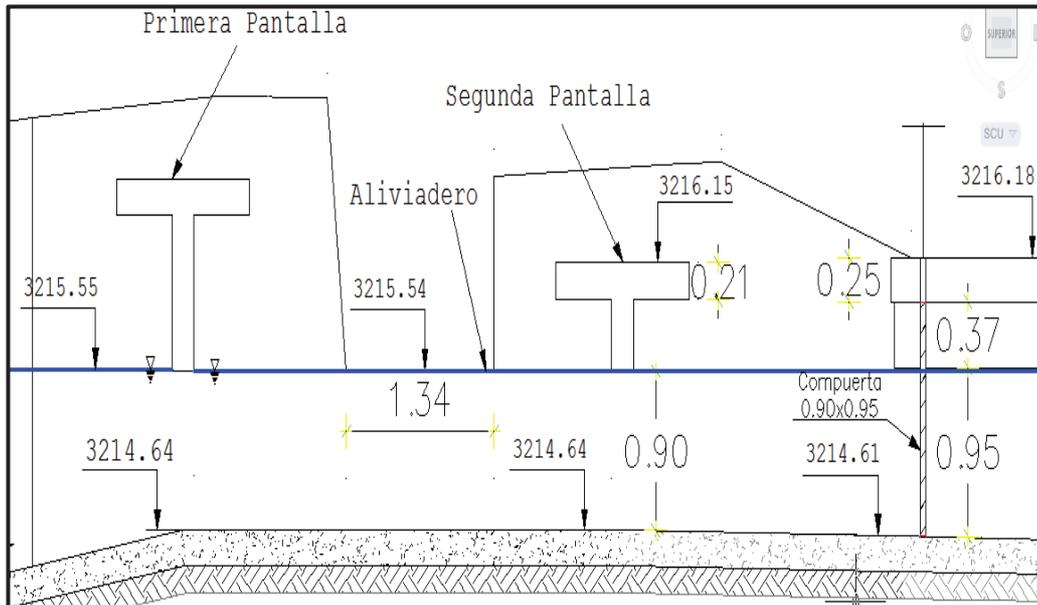
Según la tabla de coeficientes de gasto de Domínguez, Eytelwein y Schurinu cuando la relación e/a es menor que 0.5, C_d toma un valor de 0.60.

Reemplazando valores en la ecuación 3.9 se obtiene:

$$0.723 = 0.60 \times 2.37 \times 0.90 \sqrt{2 \times 9.81 \Delta H}$$

$$\Delta H = 0.02 \text{ m}$$

La pérdida de carga producida en la primera pantalla hace que la segunda no interactúe con el flujo; por lo que no existen excesos que pasen por el aliviadero, permitiendo el paso del caudal hacia el desarenador. Ver Figura 3.8.

FIGURA 3.8 Niveles de agua que pasan por las pantallas

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

3.5 ALIVIADERO

Su función es evacuar el exceso de agua que entra a la toma, hacia el canal de la compuerta de limpieza.

El aliviadero solo debe funcionar cuando exista un ingreso de agua superior a los niveles de estiaje. Su evaluación hidráulica para estas condiciones se realiza en el numeral 3.7.

Está ubicado entre las pantallas reguladoras, la cresta se encuentra en la cota 3215.54 m.s.n.m.; tiene un ancho de 1.34 metros, y a continuación un canal de 7 metros de longitud con pendiente de 10.3 % que se conecta con el canal de la compuerta de limpieza. Ver Fotografía 3.4.

FOTOGRAFÍA 3.4 Vista del aliviadero

Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

3.6 DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL DESARENADOR

Es una estructura hidráulica de limpieza que tiene como función separar el material fino que lleva el agua captada.

El desarenador del Sistema de Captación Alumís Bajo está ubicado a continuación de las pantallas reguladoras, ver Fotografía 3.5.

FOTOGRAFÍA 3.5 Ubicación del desarenador



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

En el diseño del desarenador se deben considerar los siguientes aspectos (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico):

- Debe existir una transición en la unión del canal de llegada al desarenador para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
- La llegada del flujo de agua a la zona de transición no debe proyectarse en curva pues produce altas velocidades en los lados de la cámara.
- La relación entre ancho/alto debe ser mayor o igual que 2.
- Se diseña para un determinado diámetro de partículas dependiendo del tipo de obras y de los métodos de aplicación de riego, generalmente el diámetro admitido es 0.50 mm y para un sistema de riego por aspersión el diámetro es 0.20 mm; es decir que todas las partículas de diámetro superior deben depositarse en el fondo.
- La sección transversal se diseña para velocidades que varían entre 0.1 y 0.4 m/s.

- La forma puede ser cualquiera, generalmente se elige rectangular o trapezoidal.
- La transición de entrada al desarenador debe tener un ángulo de divergencia suave, no mayor de 12.5°.
- Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta de lavado, al fondo del desarenador generalmente se le da una gradiente fuerte entre el 2 y 6%.

El desarenador del Sistema de Captación posee una compuerta de ingreso de elevación manual de 0.90 metros de ancho por 0.46 metros de apertura; a continuación una transición de 2.80 m de longitud con un ángulo de divergencia de 15°, la cámara y la tolva de sedimentación poseen forma trapezoidal, la longitud del desarenador medida desde el final de la transición hasta el inicio del vertedero tiene una longitud de 6.20 metros y ancho en la superficie de 3.28 metros con pendiente en el fondo de 3% que se conecta con una compuerta de lavado de elevación manual de 0.90 metros de ancho por 0.55 metros de apertura; el desarenador posee una profundidad de 1.44 metros; un vertedero de 5.3 metros de longitud, cuya cresta se encuentra en la cota 3215.32 m.s.n.m.; un aliviadero de 5.9 metros de longitud, cuya cresta se encuentra en la cota 3215.65 m.s.n.m.

Utilizando la fórmula propuesta por Sokolov, se verificará si la longitud de la cámara del desarenador es adecuada para la sedimentación de las partículas que ingresan a esta estructura:

$$L_d = K \times \frac{d \times v}{w} \quad (3.10)$$

Donde:

L_d : Longitud de la cámara de sedimentación, en (m)

d : Profundidad del desarenador, en (m)

v: Velocidad horizontal de flujo de las partículas, en (m/s) (Se adoptó el valor mínimo 0.1 m/s)

K: Coeficiente que varía de 1.2 a 1.5 (Se adoptó 1.3)

w: Velocidad de sedimentación de 2.16 cm/s para un diámetro de partícula de 0.2 mm correspondiente al método de riego por aspersión

Reemplazando valores en la ecuación 3.10:

$$L_d = 1.3 \times \frac{1.44 \times 0.1}{0.0216}$$

$$L_d = 8.70 \text{ m}$$

Este valor difiere con la longitud de 6.20 metros que posee la cámara, la misma que no es eficiente para el proceso de sedimentación de las partículas.

El desarenador cuenta con una transición en la entrada, cuyo propósito es asegurar una distribución uniforme de velocidades en las distintas secciones transversales que permiten una mejor eficiencia en la sedimentación.

La longitud de la transición corresponde a la ecuación:

$$L_t = \frac{B - b}{2 \times \text{tg } \alpha} \quad (3.11)$$

Donde:

L_t : Longitud de la transición, en (m)

B: Ancho del desarenador, en (m)

b: Ancho del canal de entrada a la transición, en (m)

α : Ángulo de la transición, en (grados)

$$L_t = \frac{3.28 - 0.90}{2 \times \text{tg } 15^\circ} = 4.96 \text{ m}$$

Este valor difiere con el que posee la transición (2.80 m); además el ángulo de divergencia de 15° supera al recomendado (12.5°).

Para determinar el nivel aguas abajo de la compuerta, primero se calcula el coeficiente de descarga, reemplazando las dimensiones de la compuerta en la ecuación 3.6 para descarga sumergida; el nivel aguas abajo calculado en la segunda pantalla se convierte en el nivel aguas arriba ($y_1=0.92$ m) de la compuerta de ingreso al desarenador.

$$0.723 = C_d \times 0.90 \times 0.46 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.92}$$

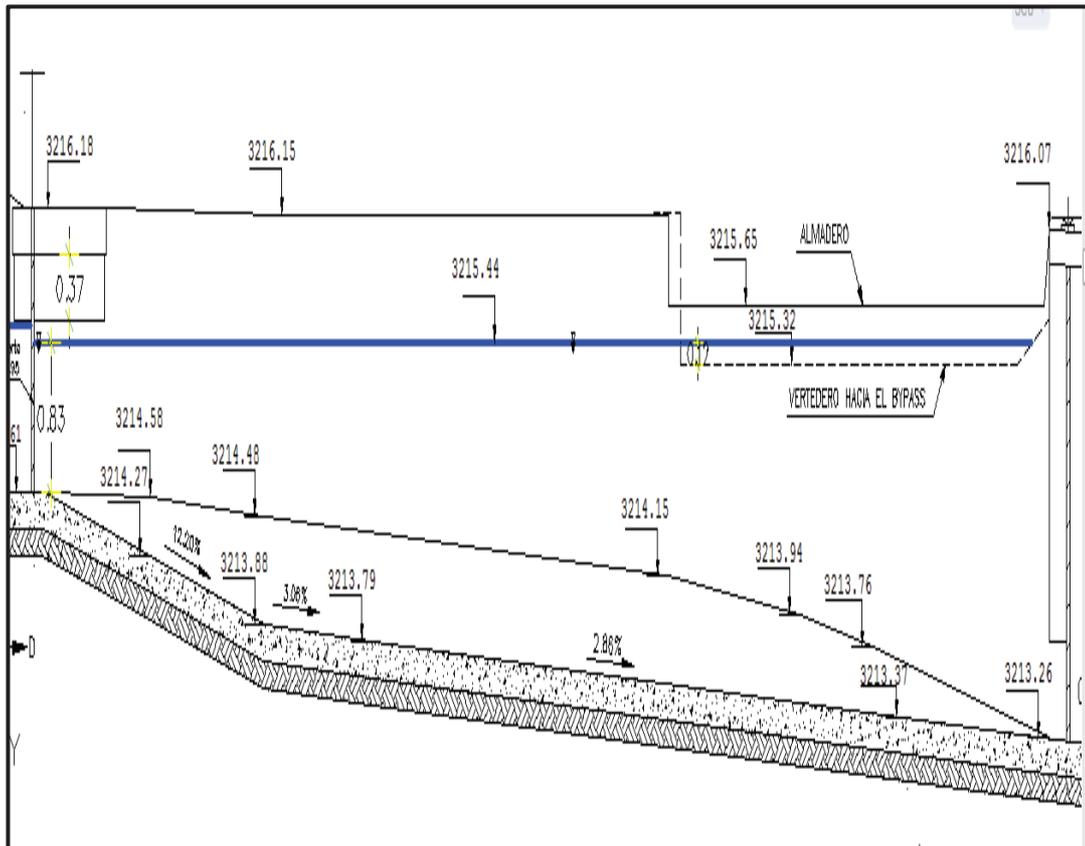
$$C_d = 0.41$$

Con los valores de $y_1/a=2.00$ y $C_d=0.41$ se ingresa al gráfico de Cofré y Buchheister presente en el ANEXO No 18 para obtener la relación $y_3/a=1.80$.

Reemplazando el valor de 0.46 metros de apertura en la relación y_3/a , se obtiene un calado aguas abajo de 0.83 metros, que corresponde a un nivel de 3215.44 m.s.n.m. en el desarenador.

La carga que actúa sobre el vertedero se obtiene de la diferencia entre el nivel de 3215.44 m.s.n.m. y el correspondiente a la cresta (3215.32 m.s.n.m.), dando un valor de 0.12 metros. Ver Figura 3.9.

FIGURA 3.9 Carga sobre el vertedero del desarenador



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para calcular el caudal que pasa sobre el vertedero se utiliza la ecuación:

$$Q = Mbh^{3/2} \quad (3.12)$$

El coeficiente M se calcula con la ecuación 3.3 con un valor del coeficiente " μ " para vertederos con cresta circular propuesto por Kreamer:

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{h/r + 2.08} + [0.04(h/r + 0.19)^2 + 0.0223] \times \frac{r}{w} \quad (3.13)$$

Con valores de $h = 0.12$ metros, $r = 0.24$ metros y $w = 1.44$ metros.

Reemplazando valores:

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{(0.12/0.24) + 2.08} + [0.04(0.12/0.24 + 0.19)^2 + 0.0223] \times \frac{0.24}{1.44} = 0.63$$

$$M = \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.63} = 1.87$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.12:

$$Q=1.87 \times 5.3 \times 0.12^{3/2}$$

$$Q=0.412 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal de 0.412 m³/s difiere del valor de 0.723 m³/s que está ingresando por la reja de entrada; de tal manera que el caudal restante es desalojado por el aliviadero.

La velocidad de paso por el vertedero es:

$$V = \frac{0.412}{5.3 \times 0.12}$$

$$V = 0.65 \text{ m/s}$$

La carga que se necesita en el umbral del vertedero para que pase el caudal que ingresa por la reja asumiendo el mismo valor de M es:

$$0.723 = 1.87 \times 5.3 \times h^{3/2}$$

$$h = 0.17 \text{ m}$$

Para verificar si el valor asumido del coeficiente es correcto se reemplaza el valor de h en las ecuaciones 3.3 y 3.13 para w=1.44:

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{(0.17/0.24) + 2.08} + \left[0.04(0.17/0.24 + 0.19)^2 + 0.0223 \right] \times \frac{0.24}{1.44} = 0.67$$

$$M = \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.67} = 1.96$$

Valor que difiere con el asumido; por lo que se recalcula la carga con el nuevo M:

$$0.723 = 1.96 \times 5.3 \times h^{3/2}$$

$$h = 0.17 \text{ m}$$

El caudal descargado por la compuerta de lavado del desarenador es analizado como flujo a través de una compuerta con descarga libre con la ecuación 3.6:

$$Q = C_d b a \sqrt{2 g y_1}$$

Para un nivel aguas arriba y_1 de la compuerta = 2.18 m.

El valor del coeficiente de descarga es 0.57, obtenido del Gráfico de Cofré y Buchheister presente en el ANEXO No 18, con la relación de $y_1 / a = 3.96$.

Reemplazando valores en la ecuación 3.6:

$$Q = 0.57 * 0.90 * 0.55 * \sqrt{2 * 9.81 * 2.18}$$

$$Q = 1.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con el caudal determinado se calcula la velocidad de lavado con la ecuación 3.7:

$$V = \frac{Q}{a b}$$

$$V = \frac{1.85}{0.55 * 0.90} = 3.7 \text{ m/s}$$

3.6.1 BYPASS

Es un canal de paso directo ubicado junto al desarenador que permite que el servicio no se suspenda cuando se efectúa el lavado. Ver Fotografía 3.5.

Está conformado por una compuerta de 0.90 metros de ancho por 0.95 metros de altura y una longitud de 14 metros.

Para calcular la apertura de la compuerta que permita el paso del caudal de 0.723 m^3/s hacia el canal, se utiliza la ecuación 3.6, con un valor asumido de $C_d = 0.5$ por ser una compuerta con descarga libre, y un calado aguas arriba $y_1 = 0.92$ m.

Reemplazando valores en la ecuación 3.6:

$$0.723 = 0.5 \times 0.90 \times a \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.92}$$

$$a = 0.38 \text{ m}$$

Para verificar si el valor asumido de C_d es correcto, se ingresa la relación $y_1 / a = 2.42$ en el Gráfico de Cofré y Buchheister presente en el ANEXO No 18. El valor de C_d cambia a 0.55.

Se calcula nuevamente el valor de la apertura:

$$0.723 = 0.55 \times 0.90 \times a \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.92}$$

$$a = 0.34 \text{ m}$$

3.7 CÁLCULO EN CRECIDA

Una vez analizadas y calculadas las estructuras que conforman el Sistema de Captación para el estiaje, es necesario comprobar los niveles de agua en crecida.

Para dar seguridad al canal de conducción, una obra de toma debe ser diseñada, de forma que permita controlar el paso de la creciente máxima sin sufrir ningún daño, para este propósito el Sistema de Captación Alumís Bajo cuenta con tres estructuras que son: el azud y dos vertederos de excesos.

Se acepta en condiciones de crecida que el canal trabajará con una sobrecarga entre 10 y 20% del caudal de diseño.

El caudal obtenido en el análisis que está ingresando al Sistema de Captación es $0.723 \text{ m}^3/\text{s}$; estimando una sobrecarga del 20%, el caudal de creciente es $0.868 \text{ m}^3/\text{s}$.

Con este caudal se calcula la carga sobre el vertedero del desarenador para obtener los niveles correspondientes a la crecida, el cálculo se realiza en forma regresiva desde esta estructura hasta determinar el nivel de agua en la reja de entrada.

Para determinar la carga sobre el vertedero, se utiliza la ecuación 3.12, partiendo del valor de $M=1.96$ obtenido en estiaje.

$$0.868=1.96 \times 5.3 \times h^{3/2}$$

$$h=0.19 \text{ m}$$

Para verificar si el valor de M es correcto, se reemplaza el valor de h en las ecuaciones 3.3 y 3.13 para $w=1.44$ m.

$$\mu=1.02 - \frac{1.015}{(0.19/0.24)+2.08} + \left[0.04(0.19/0.24+0.19)^2 + 0.0223\right] \times \frac{0.24}{1.44} = 0.68$$

$$M= \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.68} = 2.00$$

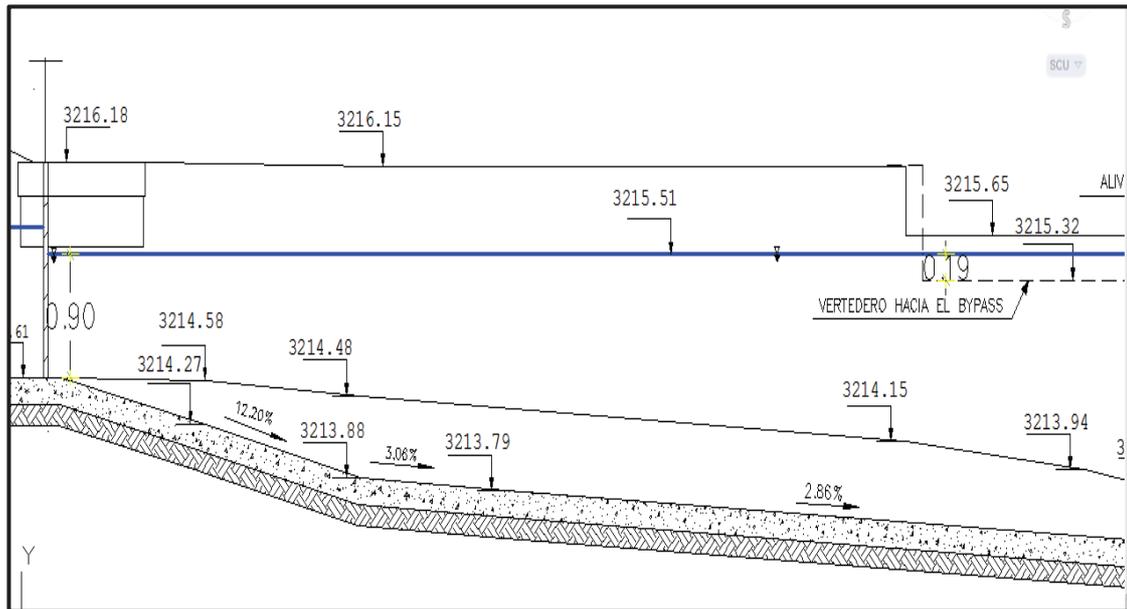
Reemplazando el valor de M en la ecuación 3.12:

$$0.868=2.00 \times 5.3 \times h^{3/2}$$

$$h=0.19 \text{ m}$$

Por lo tanto el valor del calado aguas abajo de la compuerta de ingreso al desarenador es $y_3=0.90$ m. Ver Figura 3.10:

FIGURA 3.10 Calado aguas abajo de la compuerta del desarenador



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para determinar el valor del calado aguas arriba de la compuerta, se utiliza la ecuación 3.6, partiendo del valor de $C_d=0.41$ calculado en estiaje:

$$0.868 = 0.41 \times 0.90 \times 0.46 \sqrt{2 \times 9.81 \times y_1}$$

$$y_1 = 1.33 \text{ m}$$

$$y_1/a = 2.90$$

$$y_3/a = 1.96$$

Se ingresan los valores de y_1/a y y_3/a aquí calculados en el gráfico de Cofré y Buchheister presente en el ANEXO No 18; los cuales no se intersectan; por lo que el valor de C_d asumido no es correcto.

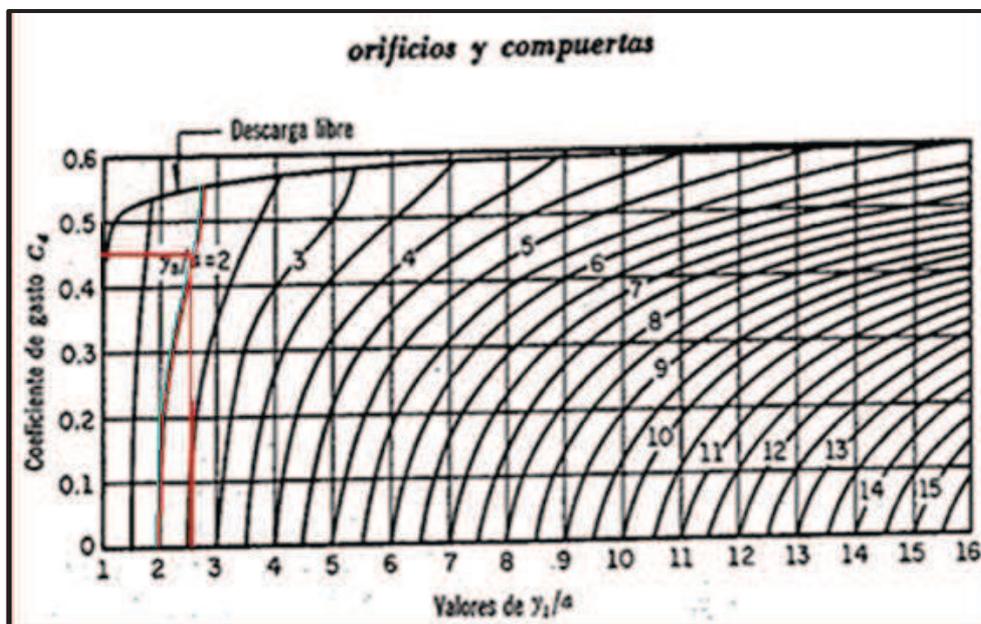
Para que se intersecten en el gráfico de Cofré y Buchheister el valor de $y_3/a=1.96$ con y_1/a se encuentra un C_d adecuado a partir de iteraciones utilizando la ecuación 3.6 y determinar el valor de y_1 . De manera que el resultado que cumple con esta intersección es el valor de $y_1/a=2.52$, para un $C_d=0.44$. Ver Tabla 3.1 y Figura 3.11.

TABLA 3.1 Valores de Y_1/a para un determinado C_d

C_d	Y_1	Y_1/a
0.4	1.4	3.04
0.41	1.33	2.89
0.42	1.27	2.76
0.43	1.21	2.63
0.44	1.16	2.52
0.45	1.11	2.41
0.46	1.06	2.3

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

FIGURA 3.11 Valor de y_1/a para un $C_d=0.44$, en el gráfico Cofré y Buchheister



Fuente: Sotelo G. Hidráulica General, 1995

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

El valor del calado aguas arriba de la compuerta es:

$$y_1/a = 2.52$$

$$y_1 = 1.16 \text{ m}$$

Para obtener el calado aguas arriba de la segunda pantalla se utiliza la ecuación 3.9, considerando que trabaja como orificio para una apertura de 0.90 metros y un ancho de 2.37 metros.

Para Reynolds mayores que 10^5 , el valor del coeficiente C_d es independiente de éste número y adquiere un valor de 0.60.

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (3.14)$$

Donde:

V: Velocidad, en (m/s)

ν : Viscosidad cinemática del agua a 15°C ($1.75 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

D: Apertura del orificio en (m)

$$V = \frac{0.868}{0.90 \times 2.37}$$

$$V = 0.41 \text{ m/s}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.14:

$$R_e = \frac{0.41 \times 0.90}{1.75 \times 10^{-6}}$$

$$R_e = 2.11 \times 10^5$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.9:

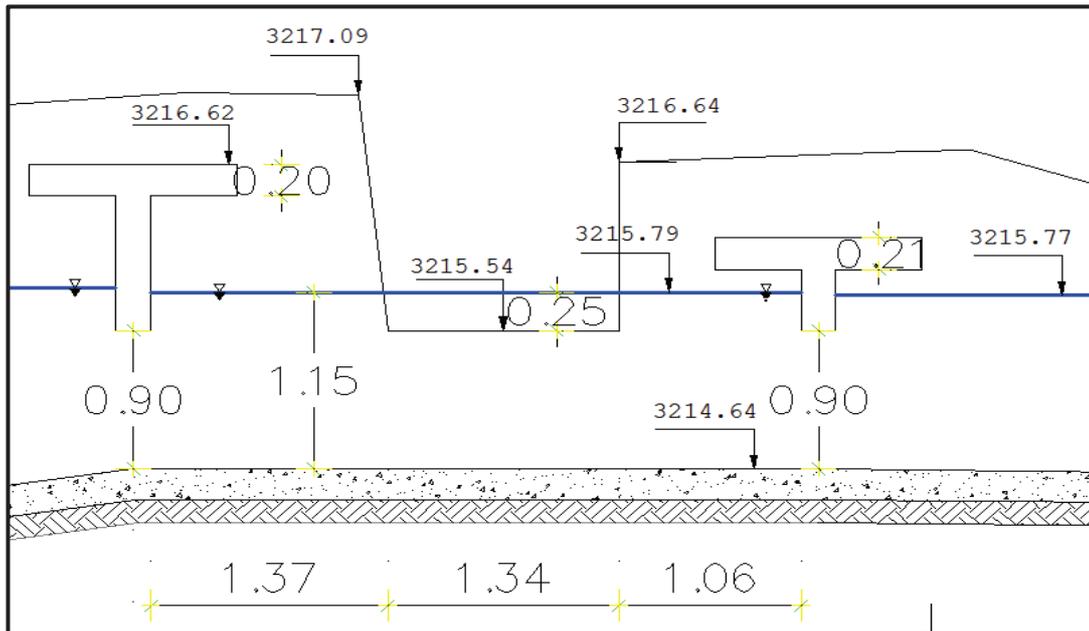
$$0.868 = 0.60 \times 2.37 \times 0.90 \times \sqrt{2 \times 9.81 \Delta H}$$

$$\Delta H = 0.02 \text{ m}$$

De tal manera que el nivel aguas arriba de la segunda pantalla es 1.15 metros. Ver Figura 3.12.

Con estas condiciones, sobre la cresta del aliviadero ubicado entre las dos pantallas, actúa una carga de 0.25 metros. Ver Figura 3.12.

FIGURA 3.12 Niveles de crecida para las pantallas y el aliviadero



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

El aliviadero tiene un ancho de cresta de 0.33 metros. Para verificar el tipo de vertedero se establece la relación entre esta dimensión y la carga actuante $e/h=0.33/0.25=1.32$, de acuerdo a Sotelo G. para valores de $e/h>0.67$ el funcionamiento corresponde a un vertedero de pared gruesa afectado por un coeficiente de reducción ε_1 , que se obtiene mediante la ecuación:

$$\varepsilon_1 = 0.7 + \frac{0.185}{e/h} \quad (3.15)$$

El caudal que pasa por el aliviadero, se calcula con la ecuación 3.12 afectada por el coeficiente ε_1 :

$$Q = \varepsilon_1 M b h^{3/2} \quad (3.16)$$

Reemplazando valores en las ecuaciones 3.15 y 3.16:

$$\varepsilon_1 = 0.7 + \frac{0.185}{0.33/0.25}$$

$$\varepsilon_1 = 0.84$$

El coeficiente M se calcula con la ecuación 3.3 con un valor del coeficiente " μ " para vertederos sin contracciones propuesto por Rehbock:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h+0.0011}{w} \right) \right] \times \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2} \quad (3.17)$$

Reemplazando valores con una elevación desde el fondo hasta la cresta $w=0.90$ metros:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{0.25+0.0011}{0.90} \right) \right] \times \left[1 + \frac{0.0011}{0.25} \right]^{3/2} = 0.63$$

$$M = \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.81} \times 0.63 = 1.86$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.16:

$$Q = 0.84 \times 1.86 \times 1.34 \times 0.25^{3/2}$$

$$Q = 0.262 \text{ m}^3/\text{s}$$

De tal manera que el caudal que ingresa por la reja de entrada es:

$$Q = 0.868 + 0.262$$

$$Q = 1.130 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para obtener el calado aguas arriba de la primera pantalla se utiliza la ecuación 3.9, con un $C_d=0.60$, apertura de 0.90 metros y un ancho de 2.37 metros.

$$1.130 = 0.60 \times 2.37 \times 0.90 \times \sqrt{2 \times 9.81 \Delta H}$$

$$\Delta H = 0.04 \text{ m}$$

Sumando esta pérdida al calado aguas abajo de la primera pantalla, se tiene un calado aguas arriba de:

$$y_1 = 1.19 \text{ m}$$

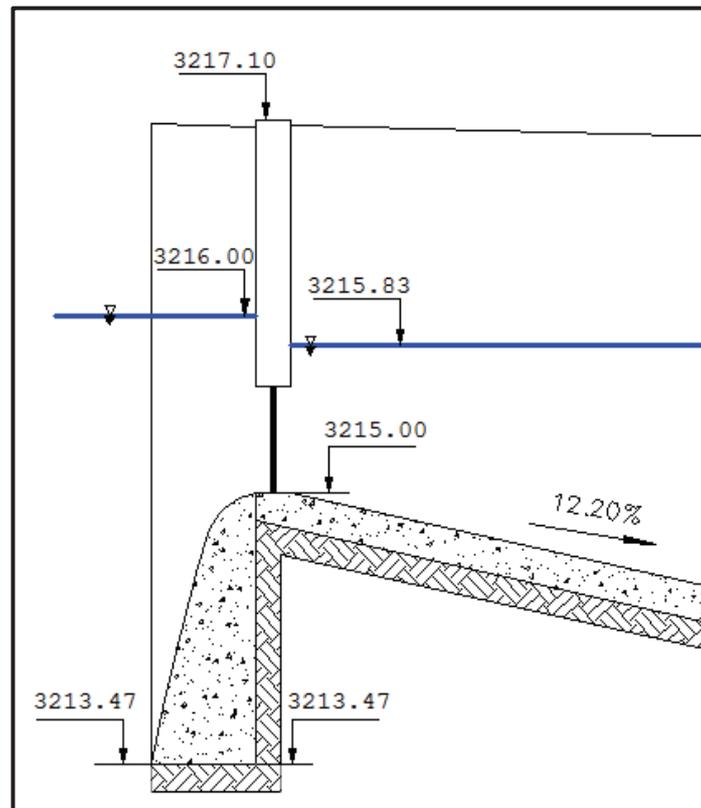
Para calcular la carga sobre la reja de entrada, se utiliza la ecuación 3.9:

$$1.130 = 0.60 \times 1.70 \times 0.60 \times \sqrt{2 \times 9.81 \Delta H}$$

$$\Delta H = 0.17 \text{ m}$$

El valor de la carga sobre la reja es 0.40 metros. Ver Figura 3.13:

FIGURA 3.13 Niveles sobre la reja de entrada en creciente



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

La cresta del azud se encuentra en la cota 3215.60 m.s.n.m.; para calcular el caudal que pasa, se utiliza la ecuación 3.12:

$$Q = Mbh^{3/2}$$

Donde:

M: Coeficiente, que toma valores entre 1.8 y 2. Se escogió 1.9

b: Ancho del vertedero igual a 20 m

H: Carga sobre la cresta del vertedero igual a 0.40 m

Reemplazando valores:

$$Q=1.9 \times 20 \times 0.40^{3/2}$$

$$Q=9.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con el $1.13 \text{ m}^3/\text{s}$ que entra a la captación, el caudal total traído por el río es de $10.74 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.7.1 AZUD

Su función es elevar el nivel del agua hasta una cota determinada, con el propósito de permitir su ingreso a la toma y al canal de derivación, y asegurar el funcionamiento del flujo de agua.

Se encuentra ubicado en forma perpendicular con respecto a la reja de entrada. Ver Fotografía 3.6:

FOTOGRAFÍA 3.6 Ubicación del azud

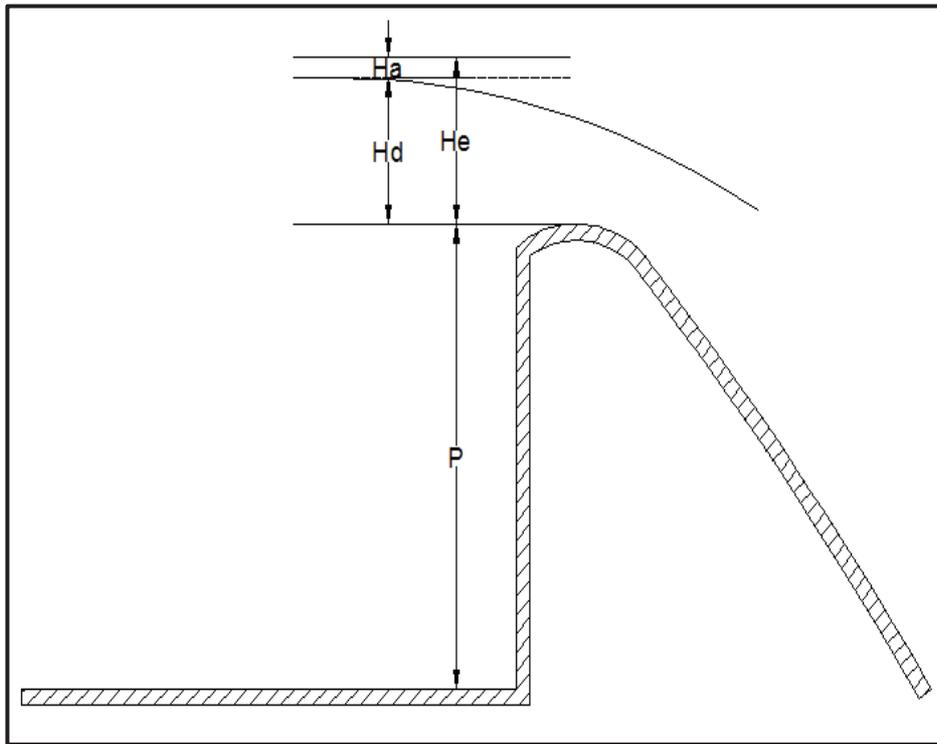


Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi
Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

3.7.1.1 Cálculo de la Carga sobre el Azud

Las cargas que actúan sobre el azud son: carga total (H_e), carga desde la cresta hasta la lámina de agua (H_d), y carga de aproximación (H_a). Ver Figura 3.14.

FIGURA 3.14 Cargas sobre la cresta del azud



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

La descarga sobre el vertedero se obtiene con la fórmula 3.12.

Siendo:

$H=H_e$, en (m)

Q: Caudal igual a $20 \text{ m}^3/\text{s}$

b: Ancho del azud igual a 20 metros

M: Coeficiente

El coeficiente M toma un valor teórico de 2.21 para un Perfil Creager válido para pared vertical y descarga libre como es el caso del azud del Sistema de Captación. En la práctica éste coeficiente toma valores entre 1.9 y 2 (Hidalgo Marcelo, Poligrafiados Hidráulica Aplicada I).

El valor de M escogido inicialmente con el promedio entre estos dos valores es 1.95.

Para un diseño preliminar, se asume que la carga desde la cresta del azud hasta la lámina de agua (H_d) sea igual a la carga total (H_e).

Al despejar H_e de la ecuación 3.12:

$$H_e = \left(\frac{Q}{M \times b} \right)^{2/3}$$

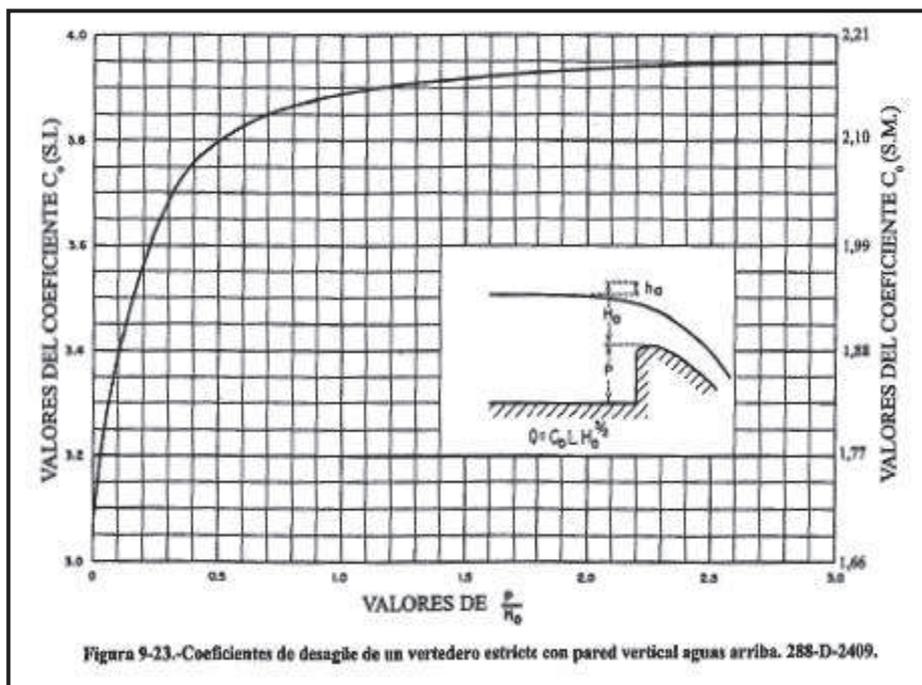
Reemplazando valores:

$$H_e = \left(\frac{20}{1.95 \times 20} \right)^{2/3}$$

$$H_e = 0.64 \text{ m}$$

Para verificar si el valor de M asumido inicialmente es el correcto, se ingresa la relación P/H_e a la Figura 3.15, donde P es la altura del paramento del azud hasta la cresta igual a 2.05 metros:

FIGURA 3.15 Coeficientes de descarga de vertederos Creager



Fuente: Bureau of Reclamation, Proyecto de Presas Pequeñas

Según la Figura 3.15 el coeficiente de descarga correspondiente a la relación P/He es 2.19.

Recalculando He, se tiene:

$$H_e = \left(\frac{20}{2.19 \times 20} \right)^{2/3} = 0.59 \text{ m}$$

La velocidad de aproximación se calcula mediante la expresión:

$$V_a = \frac{Q}{b(H_e + P)} \quad (3.18)$$

Reemplazando valores:

$$V_a = \frac{20}{20(0.59 + 2.05)}$$

$$V_a = 0.38 \text{ m/s}$$

La carga de aproximación se calcula con la expresión:

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g} \quad (3.19)$$

Reemplazando valores:

$$H_a = \frac{0.38^2}{2 \times 9.81}$$

$$H_a = 0.01 \text{ m}$$

De la Figura 3.12:

$$H_e = H_d + H_a \quad (3.20)$$

$$H_d = H_e - H_a$$

$$H_d = 0.59 - 0.01$$

$$H_d = 0.58 \text{ m}$$

El efecto de la velocidad de entrada es despreciable cuando la altura P del vertedero es más grande que $1.33H_d$ (Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos).

La altura $P = 2.05$ m es mayor que $1.33H_d$ (0.84 m). La velocidad de aproximación no tiene efecto sobre la descarga; por lo tanto, no es necesario corregir el coeficiente M .

3.7.1.2 Cálculo del perfil del azud

Elegido de una manera adecuada el perfil del azud permitirá: evitar presiones negativas, conseguir que el flujo sea estable, sin vibraciones, desprendimientos o entradas de aire.

Para calcular el perfil del azud se basa en tablas como la calculada por Ofizeroff, para una carga $H_e=1.0$ m. Ver Tabla 3.2.

TABLA 3.2 Coordenadas del perfil Creager para He = 1m

Coordenadas del Perfil Creager para He =			1
X	Ord. inferior de la lámina	Ordenada del azud	Ord. superior de la lámina
0	0.126	0.126	-0.831
0.1	0.036	0.036	-0.803
0.2	0.007	0.007	-0.772
0.3	0.000	0.000	-0.740
0.4	0.007	0.006	-0.702
0.5	0.027	0.025	-0.655
0.6	0.063	0.060	-0.620
0.7	0.103	0.098	-0.560
0.8	0.153	0.147	-0.511
0.9	0.206	0.198	-0.450
1	0.267	0.256	-0.380
1.1	0.355	0.322	-0.290
1.2	0.410	0.393	-0.219
1.3	0.497	0.477	-0.100
1.4	0.591	0.565	-0.030
1.5	0.693	0.662	0.090
1.6	0.800	0.764	0.200
1.7	0.918	0.873	0.305
1.8	1.041	0.987	0.405
1.9	1.172	1.108	0.540
2	1.310	1.235	0.693
2.1	1.456	1.369	0.793
2.2	1.609	1.508	0.975
2.3	1.769	1.654	1.140
2.4	1.936	1.804	1.310
2.5	2.111	1.960	1.500
2.6	2.293	2.122	1.686
2.7	2.482	2.289	1.880
2.8	2.679	2.463	2.120
2.9	2.883	2.640	2.390
3	3.094	2.824	2.500
3.1	3.313	3.013	2.700
3.2	3.539	3.207	2.920
3.3	3.772	3.405	3.160
3.4	4.013	3.609	3.400
3.5	4.261	3.818	3.660
3.6	4.516	4.031	3.880
3.7	4.779	4.249	4.150
3.8	5.049	4.471	4.400
3.9	5.326	4.699	4.650
4	5.610	4.930	5.000
4.5	7.150	6.460	6.540

Fuente: Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico

Si el valor de He es diferente, las abscisas y ordenadas deben ser multiplicadas por He. Ver Tabla 3.3:

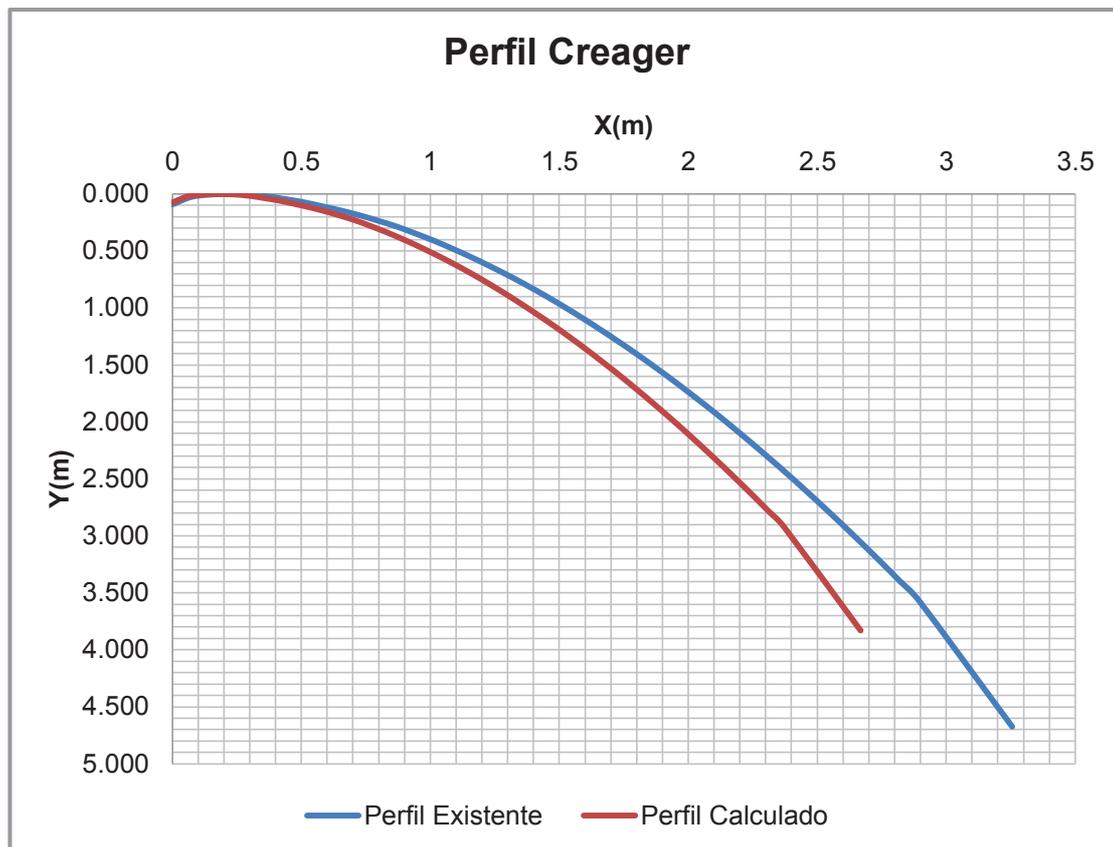
TABLA 3.3 Coordenadas del perfil Creager para He = 0.59 m

Coordenadas del Perfil Creager para He=			0.59
X	Ord. inferior de la lámina	Ordenada del azud	Ord. superior de la lámina
0	0.075	0.075	-0.493
0.06	0.021	0.021	-0.476
0.12	0.004	0.004	-0.458
0.18	0.000	0.000	-0.439
0.24	0.004	0.004	-0.416
0.30	0.016	0.015	-0.388
0.36	0.037	0.036	-0.368
0.42	0.061	0.058	-0.332
0.47	0.091	0.087	-0.303
0.53	0.122	0.117	-0.267
0.59	0.158	0.152	-0.225
0.65	0.211	0.191	-0.172
0.71	0.243	0.233	-0.130
0.77	0.295	0.283	-0.059
0.83	0.350	0.335	-0.018
0.89	0.411	0.393	0.053
0.95	0.474	0.453	0.119
1.01	0.544	0.518	0.181
1.07	0.617	0.585	0.240
1.13	0.695	0.657	0.320
1.19	0.777	0.732	0.411
1.25	0.863	0.812	0.470
1.30	0.954	0.894	0.578
1.36	1.049	0.981	0.676
1.42	1.148	1.070	0.777
1.48	1.252	1.162	0.889
1.54	1.360	1.258	1.000
1.60	1.472	1.357	1.115
1.66	1.589	1.461	1.257
1.72	1.710	1.565	1.417
1.78	1.835	1.675	1.482
1.84	1.965	1.787	1.601
1.90	2.099	1.902	1.731
1.96	2.237	2.019	1.874
2.02	2.380	2.140	2.016
2.08	2.527	2.264	2.170
2.13	2.678	2.390	2.301
2.19	2.834	2.520	2.461
2.25	2.994	2.651	2.609
2.31	3.158	2.786	2.757
2.37	3.327	2.923	2.965
2.67	4.240	3.831	3.878

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Graficando estos valores en un mismo plano con las coordenadas de la estructura existente se obtiene el Gráfico 3.1, en el que se observa una leve diferencia entre ambos perfiles:

GRÁFICO 3.1 Comparación perfil existente - perfil calculado



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

3.7.1.3 Cálculo del resalto hidráulico

Cuando un río es interrumpido con una estructura como un azud o dique, se crea una diferencia de energía aguas arriba y abajo de la misma, que actúa sobre el material del cauce, erosionándolo y pudiendo comprometer las obras (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico).

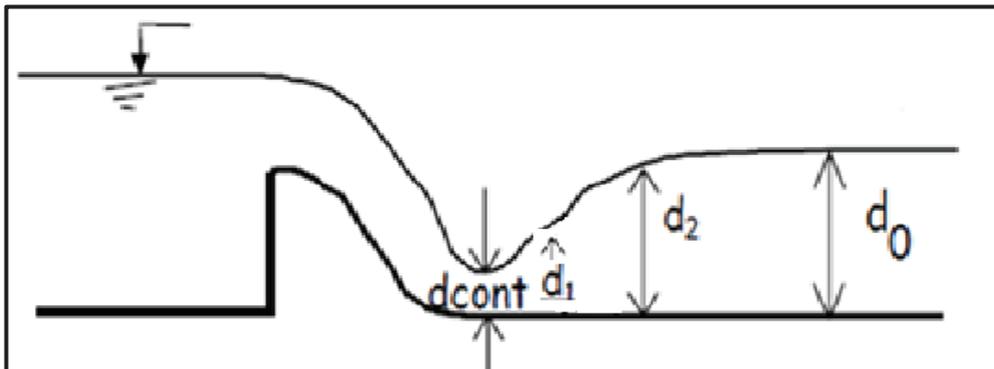
Por tal motivo, cualquiera que sea la estructura emplazada, la disipación de energía se conseguirá con la formación del resalto hidráulico que es el cambio de flujo supercrítico a subcrítico; con el propósito de que la alta velocidad al pie del azud se reduzca a una velocidad suficientemente baja para no causar daño.

Los calados que intervienen en la formación del resalto son:

- Profundidad normal en el río (d_0)
- Profundidades conjugadas (d_1, d_2)
- Profundidad contraída (d_{con})

La disposición de estas profundidades se detalla en la Figura 3.16:

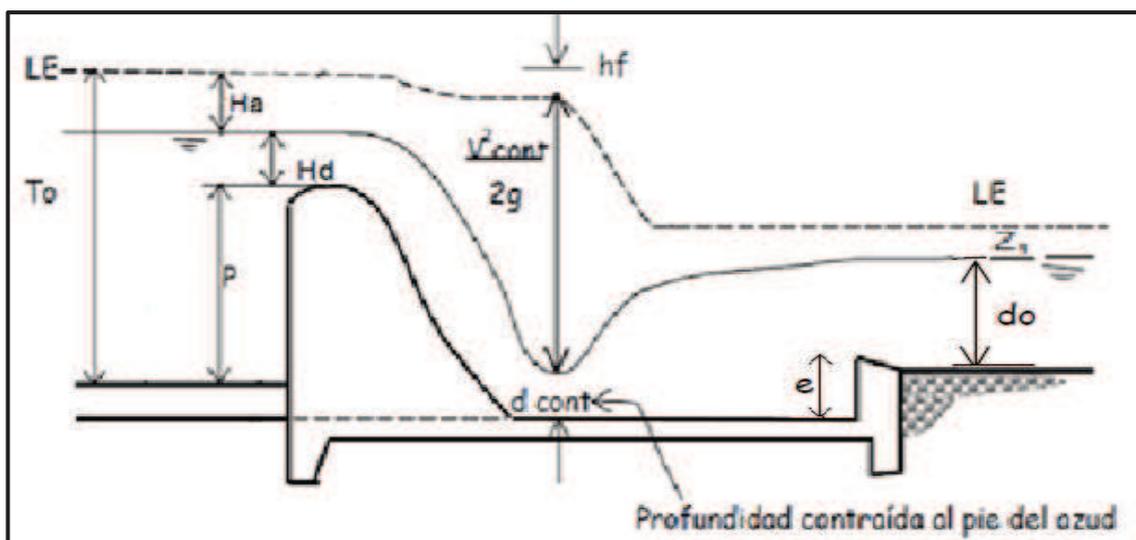
FIGURA 3.16 Profundidades en el resalto



Fuente: García José, Diseño Hidráulico de Estructuras
Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

La disipación de la energía al pie del azud se calcula estableciendo la ecuación de Bernoulli entre una sección aguas arriba de la estructura y otra que coincide con el calado contraído. Ver Figura 3.17:

FIGURA 3.17 Niveles para el cálculo del Resalto Hidráulico



Fuente: García José, Diseño Hidráulico de Estructuras
Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

$$P+H_d+H_a=d_{con}+\frac{V_{con}^2}{2g}+h_f \quad (3.21)$$

Siendo:

$$P+H_d+H_a=T_0 \quad (3.22)$$

$$h_f=\sum K \frac{V_{con}^2}{2g}=\text{pérdidas} \quad (3.23)$$

Reemplazando las ecuaciones 3.22 y 3.22 en 3.21:

$$T_0=d_{con}+\frac{V_{con}^2}{2g}+\sum K \frac{V_{con}^2}{2g}$$

$$\frac{V_{con}^2}{2g}(1+\sum K)=T_0-d_{con}$$

$$V_{con}=\frac{\sqrt{2g(T_0-d_{con})}}{\sqrt{1+\sum K}} \quad (3.24)$$

$$K=\frac{1}{\sqrt{1+\sum K}} \text{ (Coeficiente de pérdida)} \quad (3.25)$$

El zampeado del azud generalmente forma con los muros verticales a los lados un cauce rectangular; por lo que:

$$V_{con}=\frac{Q}{d_{con} \times b}=\frac{q}{d_{con}} \quad (3.26)$$

Donde:

q: Caudal unitario por unidad de ancho, en (m³/s x m)

$$q=\frac{20}{20}$$

$$q=1.00 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}$$

Reemplazando las ecuaciones 3.25 y 3.26 en 3.24:

$$d_{con} = \frac{q}{K\sqrt{2g(T_0 - d_{con})}} \quad (3.27)$$

El valor del coeficiente K de pérdidas toma un valor entre 0.9 y 1 en el caso de un azud sin compuertas. Para el análisis se escoge 0.95.

Reemplazando valores en las ecuaciones 3.22 y 3.27:

$$T_0 = 2.05 + 0.01 + 0.58$$

$$T_0 = 2.64 \text{ m}$$

$$d_{con} = \frac{1.00}{0.95 \times \sqrt{2 \times 9.81(2.64 - d_{con})}}$$

$$d_{con} = \frac{0.238}{\sqrt{(2.64 - d_{con})}}$$

Mediante aproximaciones sucesivas, se obtiene el valor del calado $d_{con} = 0.15 \text{ m}$. Ver Tabla 3.4.

TABLA 3.4 Cálculo del calado d_{con} mediante aproximaciones sucesivas

Aproximaciones Sucesivas	
dcon	dcon _{calc}
0.00	0.15
0.15	0.15
0.15	0.15
0.15	0.15
0.15	0.15

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para calcular el calado normal en una sección del río, con pendiente promedio de 3%, para un caudal de $20 \text{ m}^3/\text{s}$, se utilizó la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2} \quad (3.28)$$

Donde:

n: Coeficiente de Manning

R_h : Radio Hidráulico, en (m²/m)

$$R_h = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{A}{P} \quad (3.29)$$

Para una sección rectangular:

$$A = b \times d_0 \quad (3.30)$$

$$P = b + 2d_0 \quad (3.31)$$

Reemplazando las ecuaciones 3.30 y 3.31 en 3.29 y 3.28:

$$Q = \frac{1}{n} \times \left(\frac{b \times d_0}{b + 2d_0} \right)^{2/3} \times S^{1/2}$$

Reemplazando valores:

$$20 = \frac{20 \times d_0}{0.04} \times \left(\frac{20 \times d_0}{20 + 2d_0} \right)^{2/3} \times 0.003^{1/2}$$

$$d_0 = 0.42 \text{ m.}$$

El valor adoptado de $n=0.04$ se justifica por ser un cauce sinuoso, con irregularidades en el fondo, con algo de hierba y rocas. Ver Fotografía 3.7 y ANEXO No 20.

FOTOGRAFÍA 3.7 Material del lecho del río



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

La profundidad d_0 en el río es forzosamente igual al calado o profundidad d_2 del resalto. Se puede por lo tanto calcular la profundidad conjugada d_1 .

Presentándose tres casos:

1. Si $d_1 > d_{cont} \rightarrow d_2 > d_0$: La profundidad del río es insuficiente para detener el agua y el resalto es rechazado hacia abajo. Es una condición completamente indeseable; pues aumentaría la longitud del zampeado con el consiguiente aumento del costo.
2. Si $d_1 = d_{cont} \rightarrow d_2 = d_0$: El resalto se forma inmediatamente a continuación de la profundidad contraída (al pie del vertedero). Este caso es una rara coincidencia.
3. Si $d_1 < d_{cont}$: El resalto se sumerge y la profundidad normal del río se extiende hasta encontrar el azud. Es el que se trata de obtener.

Se calcula el valor de d_2 a partir del calado contraído haciendo:

$$d_1 = d_{cont} \rightarrow d_2 = d_0$$

Para que el resalto se produzca inmediatamente al pie del azud.

Para calcular el calado conjugado d_2 , se utiliza la fórmula:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gd_1^3}} \right) \quad (3.32)$$

Reemplazando valores:

$$d_2 = \frac{0.15}{2} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 \times 1.00^2}{9.81 \times 0.15^3}} \right)$$

$$d_2 = 1.10 \text{ m}$$

Como este valor es mayor que el calado normal ($d_0=0.42 \text{ m}$), el resalto sería rechazado. Se necesita profundizar el cauce para formar un colchón.

La profundidad del colchón se calcula con la fórmula:

$$e = kd_2 - (d_0 + Z_1) \quad (3.33)$$

Donde:

Z_1 : Es la energía perdida en el paso del escalón. Generalmente se la desprecia

k : Es un coeficiente de seguridad que toma valores entre 1.10 y 1.20 cuando se desprecia la energía perdida Z_1 . Se escoge un valor promedio de 1.15

Reemplazando valores en la ecuación 3.33:

$$e = 1.15 \times 1.10 - 0.42$$

$$e = 0.85 \text{ m}$$

Se calcula nuevamente la energía total y el calado contraído:

$$T_0 = P + H_d + H_a + e$$

$$T_0 = (2.05 + 0.58 + 0.01 + 0.85)$$

$$T_0 = 3.49 \text{ m}$$

$$d_{\text{con}} = \frac{1.00}{0.95 \times \sqrt{2 \times 9.81(3.49 - d_{\text{con}})}}$$

$$d_{\text{con}} = \frac{0.238}{\sqrt{(3.49 - d_{\text{con}})}}$$

$$d_{\text{con}} = 0.13 \text{ m}$$

Nuevamente se calcula el calado conjugado d_2 , reemplazando valores en la ecuación 3.32:

$$d_2 = \frac{0.13}{2} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 \times 1.00^2}{9.81 \times 0.13^3}} \right)$$

$$d_2 = 1.19 \text{ m}$$

Para que se sumerja el resalto, se debe cumplir:

$$d_0 + e > d_2 \quad (3.34)$$

Reemplazando valores:

$$d_0 + e = 0.42 + 0.85 = 1.27 \text{ m} > 1.19 \text{ m}$$

Entonces 0.85 m de profundidad es suficiente. Además la longitud del colchón de agua no necesita ser mayor que la longitud del resalto.

A continuación se realiza los cálculos de la longitud del resalto con algunas fórmulas empíricas desarrolladas para el efecto:

PAVLOVSKI

$$L_2 = 2.5 \times (1.9d_2 - d_1) \quad (3.35)$$

Reemplazando valores:

$$L_2 = 2.5 \times (1.9 \times 1.19 - 0.13)$$

$$L_2 = 5.30 \text{ m}$$

CHERTOUSOV

$$L_2 = 10.3 d_1 \times (F_1 - 1)^{0.81} \quad (3.36)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g d_1}} = \frac{Q}{L \times d_1 \sqrt{g d_1}} \quad (3.37)$$

Reemplazando valores:

$$F_1 = \frac{20}{20 \times 0.13 \times \sqrt{9.81 \times 0.13}}$$

$$F_1 = 6.80$$

$$L_2 = 10.3 \times 0.13 \times (6.80 - 1)^{0.81}$$

$$L_2 = 5.60 \text{ m}$$

BAKHMETEVA- MAZTKE

$$L_2 = 5(d_2 - d_1) \quad (3.38)$$

Reemplazando valores:

$$L_2 = 5(1.19 - 0.13)$$

$$L_2 = 5.30 \text{ m}$$

PIKALOV

$$L_2 = 4 d_1 \sqrt{1 + 2 F_1^2} \quad (3.39)$$

Reemplazando valores:

$$L_2 = 4 \times 0.13 \times \sqrt{1 + 2 \times 6.80^2}$$

$$L_2 = 5.03 \text{ m}$$

AIVASIAN

$$L_2 = 8 \frac{(10 + F_1)}{F_1^2} \times \frac{(d_2 - d_1)^3}{4d_1d_2} \quad (3.40)$$

Reemplazando valores:

$$L_2 = 8 \frac{(10 + 6.80)}{6.80^2} \times \frac{(1.19 - 0.13)^3}{4 \times 0.13 \times 1.19}$$

$$L_2 = 5.60 \text{ m}$$

Con el uso de las fórmulas empíricas, se obtiene una longitud del resalto cercana a 6 metros.

Para el cálculo de las longitudes de la solera aguas arriba y los dentellones del azud aproximadas, se recomiendan los siguientes valores (Grazianski – Construcciones Hidráulicas, 1961). Ver Figura 3.18.

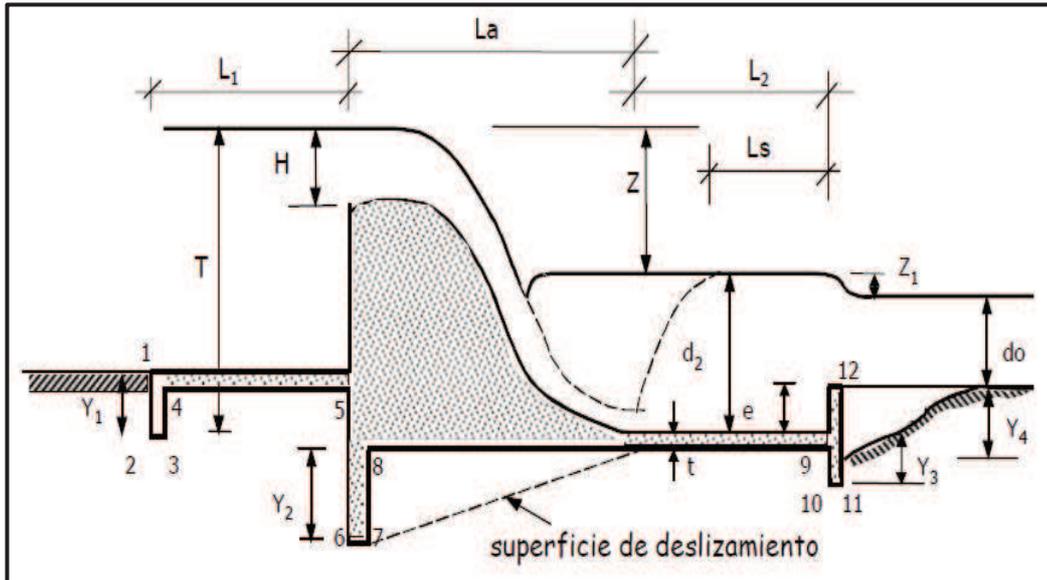
$$Y_1 = (0.75 - 0.80) Z \quad (3.41)$$

$$Y_2 = (1.00 - 1.5) Z \quad (3.42)$$

$$Y_3 = 0.3Z \quad (\text{Pero no menos de } 1\text{m}) \quad (3.43)$$

$$.L_1 = \text{Hasta } 6Z \quad (3.42)$$

Pero se debe tener en cuenta que la distancia entre los dentellones no tiene que ser menor que la suma de las longitudes de los mismos.

FIGURA 3.18 Elementos del azud

Fuente: García José, Diseño Hidráulico de Estructuras
Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

A partir de la diferencia entre valores de la energía total aguas arriba del azud (3.49 m) y el calado conjugado ($d_2=1.19$ m), se obtiene un $Z=2.30$ metros.

Reemplazando el valor de Z en las ecuaciones 3.41, 3.42, 3.43 y 3.44, se obtiene la Tabla 3.5:

TABLA 3.5 Valores de los elementos del azud

Elementos del azud	
Z(m)	2.30
L₁(m)	8.10
Y₁(m)	1.73
Y₂(m)	2.30
Y₃(m)	1

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

El detalle final del azud se encuentra en la Lámina # 7 del ANEXO No 21.

3.8 COMPUERTA DE LIMPIEZA

Permite desalojar hacia aguas abajo piedras, grava y arena que se depositan en la zona de toma.

En el diseño de la compuerta de limpieza se debe considerar los siguientes aspectos:

- La zona aguas arriba y abajo de la compuerta debe ser revestida con materiales resistentes a la erosión, producida por el acarreo de los materiales sólidos.
- Para obtener un lavado efectivo, es necesario que la altura de agua tras la barrera de la compuerta sea grande, de modo que se tenga una carga que produzca una corriente de gran velocidad, que sea capaz de arrastrar el material sólido acumulado
- Conviene colocar el umbral de toma lo más cerca posible de la compuerta de limpieza, de modo que las velocidades bajo la bocatoma, sean lo suficientemente altas para lograr el arrastre deseado.

La compuerta de limpieza se encuentra ubicada en la margen derecha del azud. Ver Fotografía 3.8.

FOTOGRAFÍA 3.8 Ubicación de la compuerta de limpieza



Fuente: Sistema de Captación Alumís Bajo, Riveras del Río Cutuchi

La compuerta de limpieza del Sistema de Captación Alumís Bajo consiste en una compuerta de elevación manual de 2.20 metros de ancho por 1.20 metros de

apertura, a continuación un canal rectangular de 18 metros de longitud con pendiente de 2.0%.

La compuerta funciona en descarga libre, para calcular el caudal que evacua, se utiliza la ecuación 3.6, para un $b=2.20$ metros, $a=1.20$ metros, $y_1=2.05$ metros.

El valor del coeficiente de descarga es 0.54, obtenido del Gráfico de Cofré y Buchheister presente en el ANEXO No 18, con la relación de $y_1/a = 1.71$.

Reemplazando valores en la ecuación 3.6:

$$Q = 0.54 \times 2.20 \times 1.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.05}$$

$$Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$$

La velocidad de lavado, correspondiente a este caudal es:

$$V = \frac{9}{2.20 \times 1.20}$$

$$V = 3.40 \text{ m/s}$$

CAPÍTULO 4

OPTIMIZACIÓN HIDRAÚLICA DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

4.1 ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS

En la actualidad el caudal que se dispone en el río es 810 l/s, el mismo que no es aprovechado por el Sistema de Captación Alumís Bajo debido a los problemas descritos en el numeral 1.5; además en el análisis realizado se determinó que la reja de entrada permite solo el paso de 723 l/s en condiciones de estiaje.

El requerimiento que presenta el patrón de cultivos en el área de riego es 793 l/s, presentándose un déficit de 70 l/s; por tal motivo, se propone un nuevo diseño en la reja de entrada que permita el ingreso del caudal requerido.

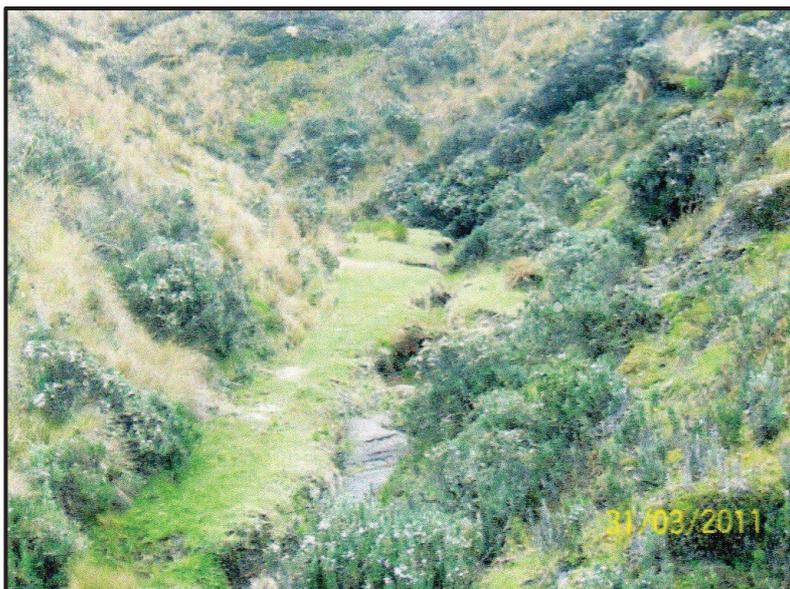
En los sistemas de riego y en general en cualquier obra de aprovechamiento hidráulico es de vital importancia la presencia de un desarenador, pues mantiene la eficiencia de las estructuras y su capacidad de regulación por la eliminación del material sólido sedimentable; así como también disminuye costos de operación y mantenimiento dado que se reducen las interrupciones del flujo para la limpieza de los diferentes componentes del sistema.

En la actualidad, las dimensiones del desarenador del Sistema de Captación Alumís Bajo, hacen que esta estructura no trabaje eficiente; por tal motivo se propone dos tipos de diseño de desarenadores que permitirán mejores eficiencias en el proceso de sedimentación.

Para cumplir con la normativa vigente acerca del caudal ecológico, es necesaria la inclusión de una nueva fuente de agua que incremente el caudal que dispone el río, y así cubrir lo antes mencionado conjuntamente con el requerimiento del área de riego.

Según la inspección realizada por el Ingeniero Renán Lara con los directivos del Proyecto de Riego Alumís con fecha 31 de marzo de 2011 existe una posible captación ubicada en la coordenadas 794531E, 9927288N a 3996 m.s.n.m. cercana a las captaciones del sector Alumís Alto, con un caudal que sobrepasa los 80 litros por segundo. Ver Fotografía 4.1.

FOTOGRAFÍA 4.1 Vertiente de posible captación



Fuente: Ingeniero Renán Lara

Con el ingreso de la nueva fuente de agua al Proyecto Alumís, se dispondría de 890 l/s de los cuales 793 l/s corresponden al requerimiento del área de riego y 97 l/s como caudal ecológico, el mismo que sobrepasa el porcentaje del caudal mínimo que recomienda la normativa vigente en el país.

4.1.1 DISEÑO DE LA REJA

Utilizando la ecuación 3.1 se calcula el ancho efectivo de la reja de entrada que permita el ingreso del caudal de 0.793 m³/s:

$$Q=K \times S \times M \times b \times h^{\frac{3}{2}}$$

Se asume el valor de M=2.07 obtenido en el análisis en el Capítulo 3 hasta encontrar el valor del ancho y posteriormente verificarlo.

El coeficiente por sumersión (S), se calcula con la ecuación 3.5 para $h_n=0.55$, $y_2=0.83$, $z=0.05$ y $H=0.60$ m:

$$s=1.05 \left[1+0.2 \frac{0.55}{0.83} \right]^3 \sqrt{\frac{0.05}{0.60}} = 0.52$$

El ancho efectivo es:

$$0.793=0.85 \times 0.52 \times 2.07 \times b \times 0.60^{\frac{3}{2}}$$

$$b=1.86 \text{ m}$$

Se impone una separación entre barrotes “e” igual a 0.20 metros y un ancho de barrotes “s” de 0.05 metros. El número de espacios es:

$$m = \frac{b}{e} \quad (4.1)$$

$$m = \frac{1.86}{0.20} = 9$$

El número de barrotes es:

$$n=(m+1) \quad (4.2)$$

$$n=(9+1)=10$$

El ancho total de la reja se calcula con la ecuación:

$$B=m \times e+n \times s \quad (4.3)$$

$$B=9 \times 0.20+10 \times 0.05=2.30 \text{ m}$$

Este valor difiere con el ancho de la reja de 2.39 metros; por lo tanto se debe buscar otro ancho y separación de barrotes.

En la Tabla 4.1 se presentan diferentes anchos y separaciones entre barrotes que se obtienen reemplazando estas dimensiones en las ecuaciones 4.1, 4.2 y 4.3 hasta que coincidan con el ancho de 2.39 metros de la bocatoma.

TABLA 4.1 Cálculo del número de barrotes

Espacio entre Barrotes	Número de barrotes	Número de espacios	Ancho del barrote	Ancho de la reja
0.1	20	19	0.019	2.28
	20	19	0.025	2.4
	20	19	0.03	2.50
	20	19	0.038	2.66
	20	19	0.05	2.90
	20	19	0.065	3.20
	20	19	0.075	3.40
0.13	15	14	0.019	2.11
	15	14	0.025	2.20
	15	14	0.03	2.27
	15	14	0.038	2.39
	15	14	0.05	2.57
	15	14	0.065	2.80
	15	14	0.075	2.95
0.15	13	12	0.019	2.05
	13	12	0.025	2.13
	13	12	0.03	2.19
	13	12	0.038	2.29
	13	12	0.05	2.45
	13	12	0.065	2.65
	13	12	0.075	2.78

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

La separación y ancho de barrotes elegido es 0.13 metros y 0.038 metros respectivamente, resultando un número de 15 barrotes con 14 espacios para un ancho efectivo de 1.86 metros.

Para verificar si el valor de M asumido inicialmente es el correcto, se reemplaza el valor del ancho efectivo ($b=1.86\text{m}$), ancho total (2.39m), carga ($h=0.60\text{ m}$) y la altura desde el fondo hasta la cresta ($w=1.53\text{m}$) en las ecuaciones 3.3 y 3.4:

$$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{1.86}{2.39} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left(\frac{1.86}{2.39} \right)^2}{1000 \times 0.60 + 1.6} \right] \times \left[1 + 0.5 \left(\frac{1.86}{2.39} \right)^4 \times \left(\frac{0.60}{0.60 + 1.53} \right)^2 \right]$$

$$\mu = 0.61$$

$$M = \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.61} = 1.80 \times 1.15 = 2.07$$

El valor de M asumido es el correcto.

Para comprobar que valor de pérdida se produce en la reja, se calcula el área total con la ecuación:

$$A_T = B \times h \quad (4.4)$$

Donde:

B: Ancho actual total igual a 2.39 metros

H: Altura actual de la reja igual a 0.60 metros

Reemplazando valores en la ecuación 4.4:

$$A_T = 2.39 \times 0.60 = 1.43 \text{ m}^2$$

La pérdida de energía debido al paso del caudal por la reja se calcula con la ecuación:

$$h_r = K \times \frac{V^2}{2g} \quad (4.5)$$

Donde:

K: Coeficiente de pérdida por contracción

$V^2/2g$: Carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo, en metros

El coeficiente de pérdida se calcula con la fórmula de Creager (Soteto G. Hidráulica General, 1995):

$$K = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_T} \right) - \left(\frac{A_n}{A_T} \right)^2 \quad (4.6)$$

Donde:

An: Área neta de paso entre rejillas, en (m²)

La relación entre el área neta y el área total, se reemplaza por un coeficiente C:

$$C = \frac{A_n}{A_T} \quad (4.7)$$

Donde:

C: Toma un valor de 0.785.

Para una obstrucción del 25 %:

$$C_{obs} = 0.75 \times C \quad (4.8)$$

Reemplazando el valor de C en la ecuación 4.8:

$$C_{obs} = 0.75 \times 0.785$$

$$C_{obs} = 0.59$$

Reemplazando el valor de C en la ecuación 4.6, se determina un valor de K máximo:

$$K_{m\acute{a}x.} = 1.45 - 0.45(0.785) - (0.785)^2$$

$$K_{m\acute{a}x.} = 0.85$$

Reemplazando el valor de C_{obs} en la ecuación 4.6, se determina un valor de K mínimo:

$$K_{min.} = 1.45 - 0.45(0.59) - (0.59)^2$$

$$K_{min.} = 0.48$$

El área neta máxima de paso entre rejillas se obtiene con la ecuación:

$$A_{n\acute{m}ax.} = K_{m\acute{a}x.} \times A_T \quad (4.9)$$

El área neta mínima de paso entre rejillas se obtiene con la ecuación:

$$A_{n\acute{m}in.} = K_{min.} \times A_T \quad (4.10)$$

Reemplazando valores en las ecuaciones 4.9 y 4.10:

$$A_{n_{\text{máx.}}} = 0.85 \times 1.43 = 1.22 \text{ m}^2$$

$$A_{n_{\text{mín.}}} = 0.48 \times 1.43 = 0.69 \text{ m}^2$$

La velocidad máxima se calcula dividiendo el caudal para el área neta mínima:

$$V_{\text{máx.}} = \frac{Q}{A_{n_{\text{mín.}}}} \quad (4.11)$$

La velocidad mínima se calcula dividiendo el caudal para el área neta máxima:

$$V_{\text{mín.}} = \frac{Q}{A_{n_{\text{máx.}}}} \quad (4.12)$$

Reemplazando valores en las ecuaciones 4.11 y 4.12:

$$V_{\text{máx.}} = \frac{0.793}{0.69} = 1.15 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{mín.}} = \frac{0.793}{1.22} = 0.65 \text{ m/s}$$

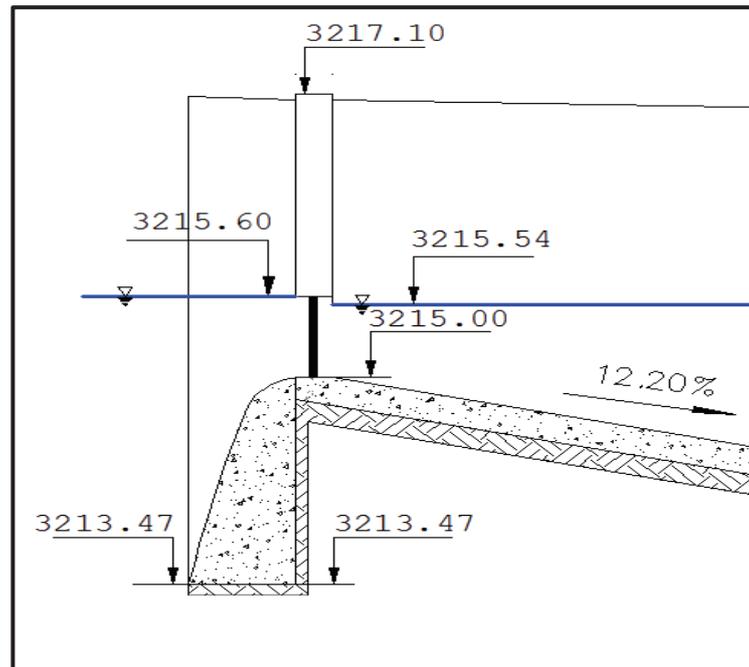
Reemplazando los valores de las velocidades y los coeficientes "K" en la ecuación 4.5:

$$h_{r_{\text{máx}}} = 0.85 \times \frac{1.15^2}{2 \times 9.81} = 0.06 \text{ m}$$

$$h_{r_{\text{mín}}} = 0.48 \times \frac{0.65^2}{2 \times 9.81} = 0.02 \text{ m}$$

Los niveles de agua en la reja de entrada son: 3215.60 m.s.n.m. aguas arriba y 3215.54 m.s.n.m. aguas abajo Ver Figura 4.1:

FIGURA 4.1 Niveles en la reja de entrada para una pérdida de 0.06 metros



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

4.1.2 PRIMERA ALTERNATIVA: DESARENADOR DE UNA CÁMARA

El diseño abarca los siguientes parámetros:

- Caudal de diseño ($Q=0.793 \text{ m}^3/\text{s}$)
- Diámetro de la partícula ($d=0.2 \text{ mm}$)
- Velocidad dentro de la cámara ($V=0.2 \text{ m/s}$)
- Velocidad de sedimentación de la partícula ($w=0.0216 \text{ m/s}$)
- Para efectos de limpieza y mantenimiento del desarenador, se diseña un canal bypass que entra en funcionamiento mediante la manipulación de la compuertas de admisión. Ver ANEXO No 22.

Se determina la sección de la cámara de sedimentación que será rectangular mediante con la ecuación de continuidad:

$$Q=A \times V \quad (4.13)$$

Reemplazando valores se tiene:

$$0.793=A \times 0.2$$

$$A=3.97 \text{ m}^2$$

Se adopta un ancho de 3.30 metros, por lo que la altura de la cámara será:

$$H=\frac{3.97}{3.30}=1.20 \text{ m}$$

La longitud de la cámara se calcula con la ecuación 3.10:

$$L_d=1.3 \times \frac{1.2 \times 0.2}{0.0216}=14.40 \text{ m}$$

La longitud de transición se calcula con la ecuación 3.11:

$$L_t=\frac{3.30 - 0.90}{2 \times \text{tg } 12.5^\circ}=5.40 \text{ m}$$

El vertedero trabaja en forma libre, la velocidad de paso recomendada en la literatura debe ser menor de 1m/s y la carga máxima que actúa sobre la cresta es de 0.25 metros. El ancho del vertedero se calcula con la ecuación 3.16:

$$Q=\varepsilon_1 M b h^{3/2}$$

El coeficiente de reducción ε_1 se calcula con la ecuación 3.15:

$$\varepsilon_1 = 0.7 + \frac{0.185}{0.20/0.25} = 0.93$$

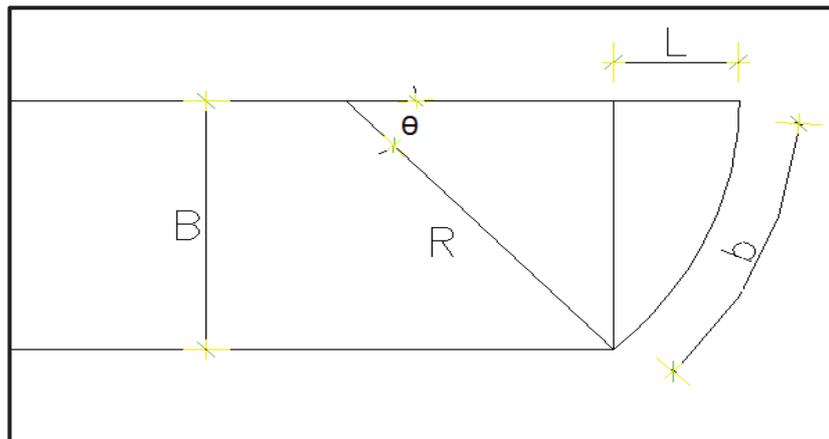
El coeficiente M se calcula con las ecuaciones 3.3 y 3.4, variando el ancho del vertedero hasta que se consiga el paso del caudal de 0.793 m³/s. Ver Tabla 4.2:

TABLA 4.2 Valores calculados de M

b(m)	μ	M	Q(m ³ /s)
3.3	0.63	1.86	0.714
3.4	0.63	1.86	0.735
3.5	0.63	1.86	0.757
3.6	0.64	1.89	0.791
3.7	0.64	1.89	0.813
3.8	0.64	1.89	0.835
3.9	0.65	1.92	0.87

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

El valor de M escogido es 1.89, con el que se obtiene un ancho del vertedero de 3.70 metros, el cual supera el ancho de la cámara del desarenador; por lo que se ubicará a lo largo de una curva circular. Ver Figura 4.2:

FIGURA 4.2 Cálculo de la longitud del vertedero

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

De acuerdo a la geometría de la Figura 4.2:

$$L = R - R \cos \theta \quad (4.14)$$

$$R = \frac{B}{\sin \theta} \quad (4.15)$$

$$b = \frac{\pi R \theta}{180} \quad (4.16)$$

Reemplazando la ecuación 4.15 en la 4.16:

$$b = \frac{\pi B \theta}{180 \sin \theta} \quad (4.17)$$

Reemplazando valores en la ecuación 4.17:

$$3.70 = \frac{\pi \times 3.30 \times \theta}{180 \sin \theta}$$

$$64.24 = \frac{\theta}{\sin \theta}$$

$$\theta = 46.95^\circ$$

Reemplazando valores en las ecuaciones 4.14 y 4.15:

$$R = \frac{3.30}{\sin 46.95^\circ} = 4.50 \text{ m}$$

$$L = 4.50 - 4.50 \cos 46.95^\circ = 1.43 \text{ m}$$

El desarenador contará con una compuerta de lavado que se diseña para un caudal igual al traído por el canal más el de lavado, que se obtiene dividiendo el volumen del desarenador para el tiempo de lavado.

El volumen total de la cámara desarenadora es 71.28 m^3 , se asume un tiempo de lavado de 30 minutos, por lo tanto el caudal de lavado es:

$$Q_l = \frac{71.28}{1800} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal total será:

$$Q_t = 0.793 + 0.040 = 0.833 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para calcular la apertura de la compuerta que permita el paso del caudal de $0.833 \text{ m}^3/\text{s}$, se utiliza la ecuación 3.6, con un valor inicialmente asumido de $C_d = 0.5$ por ser una compuerta con descarga libre, con un calado aguas arriba $y_1 = 2.05 \text{ m}$ y un ancho asumido de 0.90 m .

Reemplazando valores en la ecuación 3.6:

$$0.833 = 0.5 \times 0.90 \times a \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.05}$$

$$a = 0.29 \text{ m}$$

Para verificar si el valor asumido de Cd es correcto, se ingresa la relación $y_1 / a = 7.07$ en el Gráfico de Cofré y Buchheister presente en el ANEXO No 18. El valor de Cd cambia a 0.59.

Se calcula nuevamente el valor de la apertura:

$$0.833 = 0.59 \times 0.90 \times a \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.05}$$

$$a = 0.25 \text{ m}$$

La compuerta de lavado descargará a un canal de hormigón de sección rectangular, para calcular el calado normal con el caudal que evacúa la compuerta, se utilizó el programa H-Canales, con los siguientes datos: ancho de la solera 1.0 metro, rugosidad 0.016, pendiente 3 %. Obteniendo un valor de 0.25 metros. Ver Figura 4.3:

FIGURA 4.3 Cálculo del calado normal en el canal de limpieza del desarenador

The screenshot shows the 'Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular' window. It contains the following data:

Lugar:		Cotopaxi		Proyecto:		Alumís	
Tramo:		Canal limpieza desarenador		Revestimiento:		Hormigón	
Datos:							
Caudal (Q):	.833	m ³ /s					
Ancho de solera (b):	1	m					
Talud (Z):	0						
Rugosidad (n):	0.016						
Pendiente (S):	0.03	m/m					
Resultados:							
Tirante normal (y):	0.2528	m	Perímetro (p):	1.5056	m		
Área hidráulica (A):	0.2528	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1679	m		
Espejo de agua (T):	1.0000	m	Velocidad (v):	3.2948	m/s		
Número de Froude (F):	2.0922		Energía específica (E):	0.8061	m-Kg/Kg		
Tipo de flujo:	Supercrítico						

The interface also includes a diagram of a rectangular channel with width 'b' and water depth 'y'. At the bottom, there are buttons for 'Calcular', 'Limpiar Pantalla', 'Imprimir', 'Menú Principal', and 'Calculadora'. The status bar shows 'Limpia la pantalla para realizar nuevos cálculos', the time '12:42', and the date '05/11/2013'.

Fuente: Programa H-Canales

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

En la Tabla 4.3 se muestra los datos y resultados generales del diseño del desarenador de una cámara:

TABLA 4.3 Datos y resultados generales del desarenador de una cámara

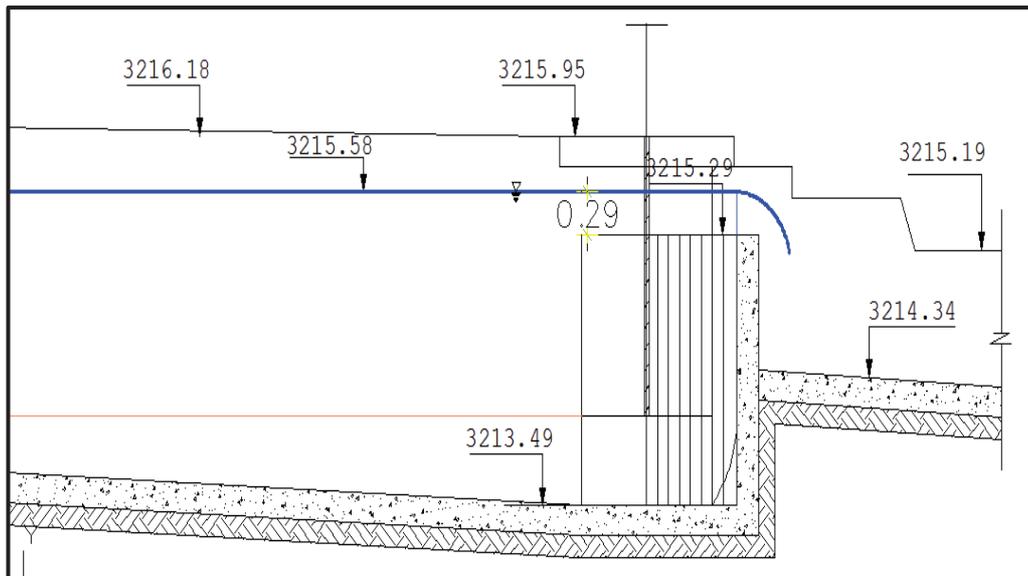
	Descripción	Medida	Unidad
CÁMARA	Caudal de la diseño	0.793	m ³ /s
	Velocidad de flujo horizontal	0.20	m/s
	Diámetro de partícula	0.20	mm
	Velocidad de caída de la partícula	0.0216	m/s
	Área de la cámara	3.97	m ²
	Ancho constructivo de la cámara	3.30	m
	Altura de la cámara	1.20	m
	Relación ancho/ alto ≥ 2	2.75	-
	Longitud de la cámara	14.40	m
	Talud de la cámara (rectangular)	0.00	-
	Volumen de la cámara	57.02	m ³
COMPUERTA DE ENTRADA AL DESARENADOR	Ancho de la compuerta	0.90	m
	Cota de fondo del canal de llegada	3214.61	m.s.n.m.
	Altura máxima de apertura	0.93	m
TRANSICIÓN	Ancho del canal de entrada	0.90	m
	Ancho del canal de salida	3.30	m
	Ángulo	12.50	grados
	Longitud de la transición	5.40	m
	Pendiente en el fondo de la transición	9.63	%
VERTEDERO	Carga de agua sobre el vertedero	0.25	m
	Cota del umbral del vertedero	3215.29	m.s.n.m.
	espesor	0.20	m
	Longitud curva del vertedero	3.70	m
TOLVA	Volumen muerto para sólidos	14.26	m ³
	Profundidad	0.60	m
	Pendiente de la tolva	4.20	%
DESARENADOR	Volumen total del desarenador	71.28	m ³
	Tiempo de lavado	30	min
	Caudal de lavado	0.04	m ³ /s
COMPUERTA DE LAVADO	Caudal total en la compuerta	0.833	m ³ /s
	Ancho de la compuerta de lavado	0.90	m
	Alto de la compuerta de lavado	0.60	m
	Velocidad de limpieza	3.70	m/s
	Cota de inicio de la compuerta	3213.49	m.s.n.m.
	Pendiente del canal de lavado	3.00	%
	Ancho del canal de lavado	1.00	m
BY-PASS	Ancho de la compuerta	0.90	m
	Cota de fondo del canal de llegada	3214.61	m.s.n.m.
	Altura máxima de apertura	0.90	m

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

El comportamiento en crecida del Sistema de Captación es el siguiente:

El calado máximo que alcanzaría a pasar por el vertedero del desarenador es 0.29 metros, al que le corresponde un caudal de $1.062 \text{ m}^3/\text{s}$. Ver Figura 4.4:

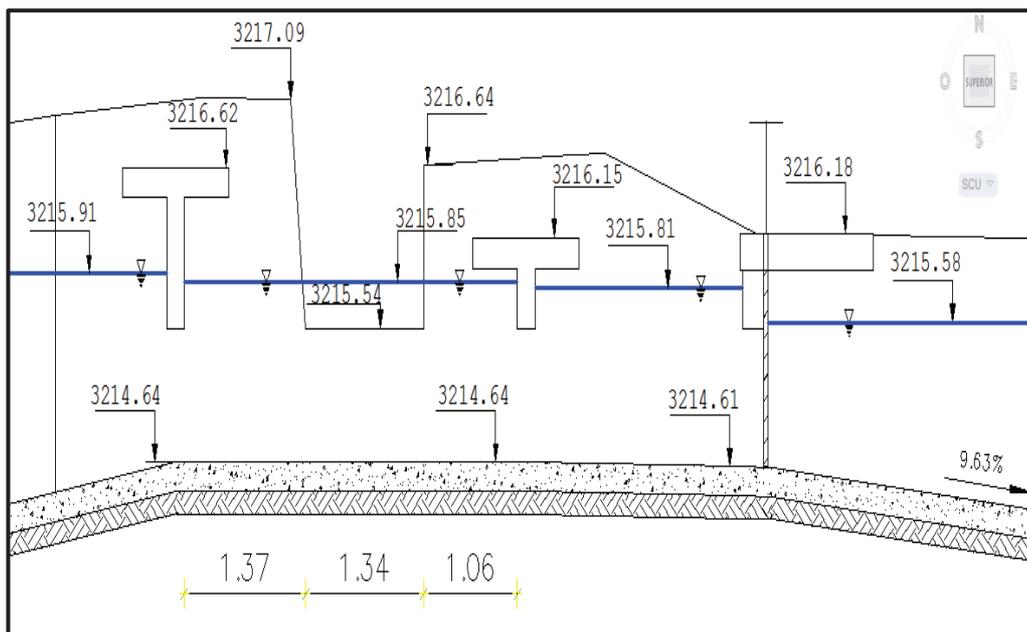
FIGURA 4.4 Calado en el vertedero del desarenador (primera alternativa)



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Las estructuras de control hacen que se eleve el nivel sobre el aliviadero, actuando una carga de 0.31 metros. Ver Figura 4.5:

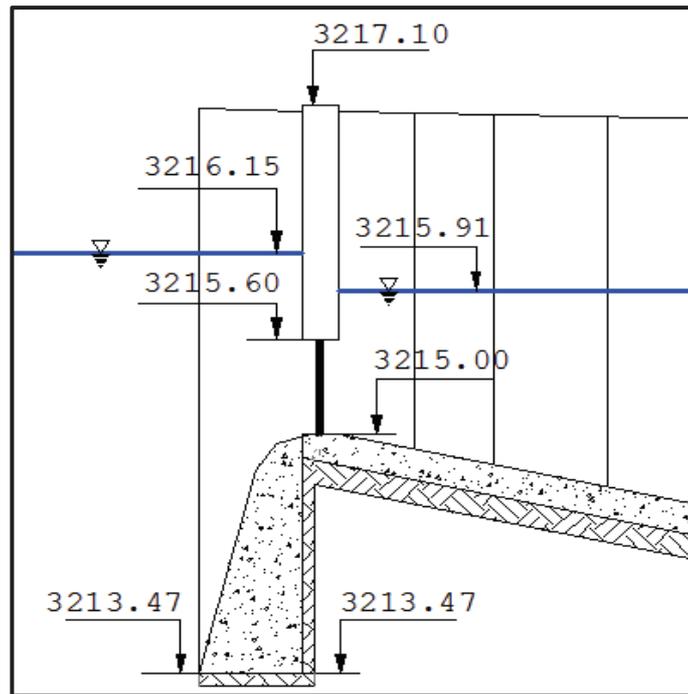
FIGURA 4.5 Nivel en el aliviadero (primera alternativa)



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Al aplicar la ecuación 3.16 el caudal que pasa por el aliviadero es de $0.377 \text{ m}^3/\text{s}$; por lo tanto el caudal que ingresa a la bocatoma es $1.439 \text{ m}^3/\text{s}$. Con este valor se produce una pérdida de carga de 0.24 metros en la reja de entrada. Ver Figura 4.6:

FIGURA 4.6 Niveles de crecida en la reja de entrada (primera alternativa)



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Este diseño presenta las siguientes ventajas:

- Interrupciones cortas en el servicio, mientras se realiza el mantenimiento de la cámara.
- Su construcción se justifica, pues en épocas de lluvia se puede interrumpir el suministro hacia la zona de riego; ya que algunos cultivos no necesitan grandes cantidades de agua.

4.1.3 SEGUNDA ALTERNATIVA: DESARENADOR DE DOS CÁMARAS

Este tipo de desarenadores tienen como propósito evitar al mínimo interrupciones durante la distribución del agua hacia el canal principal, aún en condiciones de

operaciones de lavado de una de las cámaras. En este caso ya no es necesario el canal bypass; ya que si una de las cámaras se encuentra en mantenimiento la otra trabajará con el caudal total.

Para permitir la operación de lavado se tiene a la entrada dos compuertas, y el lavado se hace también mediante compuertas independientes situadas generalmente al final de las galerías que salen por el fondo y al extremo de cada cámara. Estas galerías deben ser diseñadas para velocidades suficientemente altas para arrastrar los materiales sedimentados (Krochin Sviatoslav, Diseño Hidráulico).

El diseño abarca los siguientes parámetros:

- Caudal de diseño de cada cámara ($Q=2/3 \times 0.793=0.529 \text{ m}^3/\text{s}$)
- Diámetro de la partícula ($d=0.2 \text{ mm}$)
- Velocidad dentro de la cámara ($V=0.2 \text{ m/s}$)
- Velocidad de sedimentación de la partícula ($w=0.0216 \text{ m/s}$)
- Las cámaras serán de sección rectangular

Siguiendo los mismos procedimientos de cálculo como en la primera alternativa, se presenta la Tabla 4.4 que contiene los datos y resultados generales del diseño del desarenador de dos cámaras:

TABLA 4.4 Datos y resultados generales para el desarenador de dos cámaras

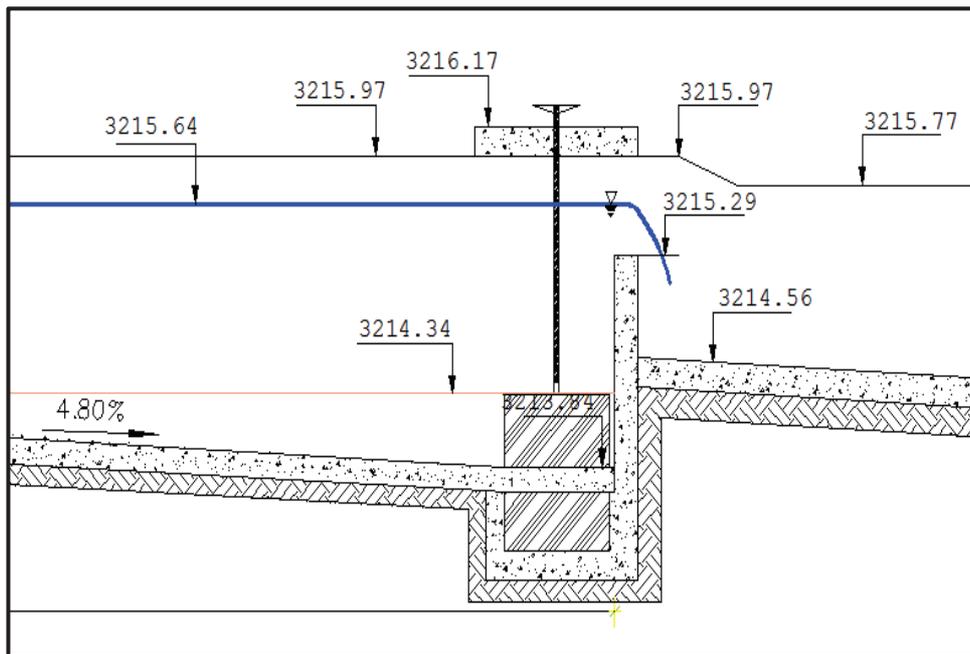
Descripción		Medida	Unidad
CÁMARA	Caudal de diseño por cámara	0.529	m ³ /s
	Velocidad de flujo horizontal	0.20	m/s
	Diámetro de partícula	0.20	mm
	Velocidad de caída de la partícula	0.0216	m/s
	Área de la cámara	2.65	m ²
	Relación ancho/ alto >=2	3.00	-
	Ancho const.(obtenido con el área y relación)	2.80	m
	Altura de la cámara	0.95	m
	Longitud de la cámara	11.40	m
	Talud de la cámara (rectangular)	0.00	-
	Volumen de la cámara	30.32	m ³
COMPUERTA DE ENTRADA AL DESARENADOR	Ancho de la compuerta	0.90	m
	Cota de fondo del canal de llegada	3214.59	m.s.n.m.
	Altura máxima de apertura	0.93	m
TRANSICIÓN	Ancho del canal de entrada	0.90	m
	Ancho del canal de salida	2.80	m
	Ángulo	12.50	grados
	Longitud de la transición	4.30	m
	Pendiente en el fondo de la transición	5.80	%
VERTEDERO	Carga de agua sobre el vertedero	0.25	m
	Cota del umbral del vertedero	3215.29	m.s.n.m.
	espesor	0.20	m
	Ancho del vertedero	2.50	m
TOLVA	Volumen muerto para sólidos	7.98	m ³
	Profundidad	0.50	m
	Pendiente de la tolva	4.70	%
DESARENADOR	Volumen total del desarenador	38.30	m ³
	Tiempo de lavado	30	min
	Caudal de lavado	0.021	m ³ /s
COMPUERTA DE LAVADO 1	Caudal total en la compuerta	0.550	m ³ /s
	Ancho de la compuerta de lavado	0.90	m
	Alto de la compuerta de lavado	0.40	m
	Velocidad de limpieza	3.30	m/s
	Cota de inicio de la compuerta	3213.39	m.s.n.m.
	Pendiente del canal de lavado	4.10	%
COMPUERTA DE LAVADO 2	Caudal total en la compuerta	0.550	m ³ /s
	Ancho de la compuerta de lavado	0.90	m
	Alto de la compuerta de lavado	0.50	m
	Velocidad de limpieza	5.50	m/s
	Cota de inicio de la compuerta	3213.84	m.s.n.m.
	Pendiente del canal de lavado	20.00	%
	Ancho del canal de lavado	0.90	m

Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Para el cálculo en crecida, se asume como condición crítica que una de las cámaras se encuentra en mantenimiento o no está operando; por lo que la otra cámara trabajaría con el caudal total, estimando una sobrecarga del 20%. El comportamiento en crecida del Sistema de Captación es el siguiente:

El calado máximo que alcanzaría a pasar por el vertedero del desarenador es 0.35 metros, al que le corresponde un caudal de $0.978 \text{ m}^3/\text{s}$. Ver Figura 4.7:

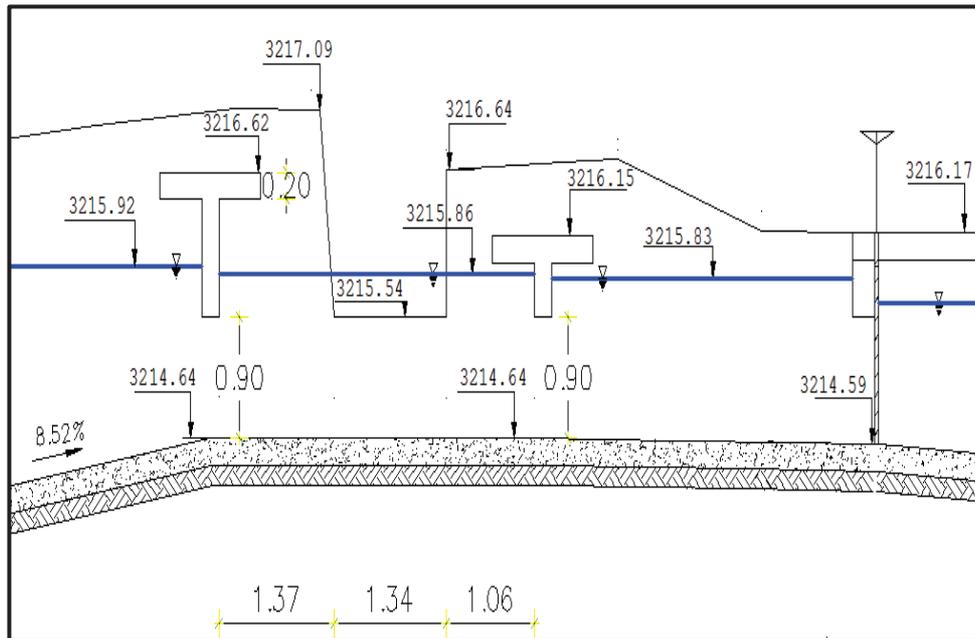
FIGURA 4.7 Calado en el vertedero del desarenador (segunda alternativa)



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Las estructuras de control hacen que se eleve el nivel sobre el aliviadero, actuando una carga de 0.32 metros. Ver Figura 4.8:

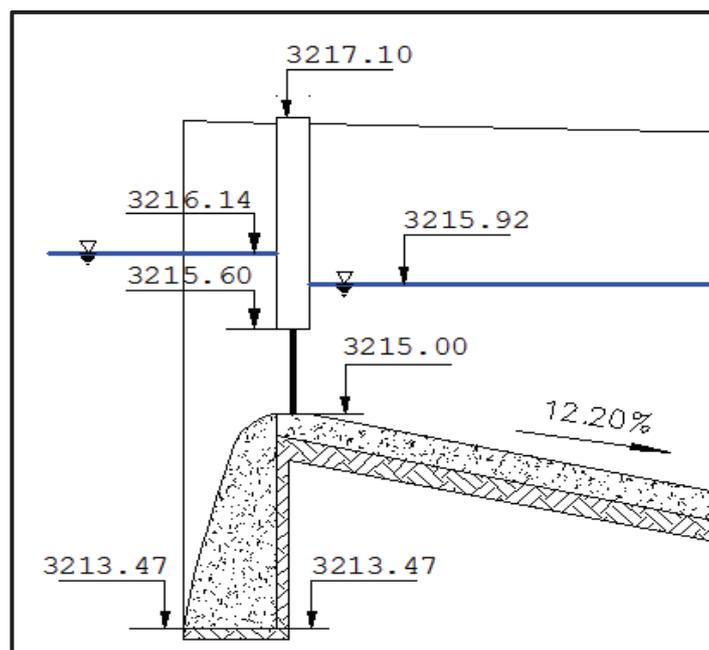
FIGURA 4.8 Nivel en el aliviadero (segunda alternativa)



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Al aplicar la ecuación 3.16 el caudal que pasa por el aliviadero es de $0.401 \text{ m}^3/\text{s}$; por lo tanto el caudal que ingresa a la bocatoma es $1.379 \text{ m}^3/\text{s}$. Con este valor se produce una pérdida de carga de 0.22 metros en la reja de entrada. Ver Figura 4.9:

FIGURA 4.9 Niveles de crecida en la reja de entrada (segunda alternativa)



Elaborado por: Ramos Jaime y Salazar Cristian

Las ventajas que presenta este diseño son las siguientes:

- Garantiza el suministro ininterrumpido del servicio mientras una de las cámaras se encuentra en mantenimiento.
- La longitud de las cámaras se acortan, siendo conveniente para diferentes condiciones topográficas.

Los detalles correspondientes a esta alternativa se presentan en el ANEXO No 23

4.1.4 DISEÑO DE UNA ESCALERA DE PECES

Con el propósito de que el caudal ecológico pueda pasar libremente por la obra de toma y no se alteren las actividades aguas abajo de la misma, se propone un diseño de escalera de peces para una especie representativa y típica de las zonas altas de la serranía ecuatoriana como es la trucha. Este dispositivo es una estructura hidráulica que permite a las especies superar esta clase de obstáculos en el curso fluvial.

El diseño de este tipo de paso consiste en una rampa inclinada con una serie de tabiques colocados a través del flujo, formando una serie de estanques escalonados.

Estos tipos de dispositivos presentan una mayor eficacia en ríos de montaña; además, su facilidad de construcción y sencilla comprobación de funcionamiento lo hacen un diseño preferente (Champutiz Hugo, Bases de Diseño de Escalera de peces).

Para el caso del Sistema de Captación Alumís Bajo, los criterios utilizados en el diseño de la escalera de peces son los siguientes:

- Caudal ecológico ($Q_e = 97$ l/s)
- Temperatura (10°C)
- Especie objetivo: trucha (tamaño del pez $L_c = 0.245$ m)

- Niveles aguas arriba y abajo del embalse (3215.60 – 3213.55 m.s.n.m.)
- Desnivel recomendado entre tabiques ($\Delta H \leq 0.20$ m)
- Longitud adoptada para el desarrollo de la escalera (25 metros)
- Ubicación del dispositivo. Ver ANEXO No 22 y 23

De acuerdo a la diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo, el tipo de dispositivo más adecuado es el de estanques con dispositivos sucesivos del tipo de tabiques con orificio sumergido (Rojas D, Bases de Diseño de Estructuras en Diques Transversales para la Captación y Tránsito del Caudal Ecológico, página 166).

Con estos parámetros, se procede al cálculo de los componentes del dispositivo:

4.1.4.1 Pendiente del dispositivo

Se calcula con la fórmula:

$$S = \frac{H_{tot}}{L} \quad (4.18)$$

Donde:

H_{tot} : Diferencia de niveles aguas arriba, aguas abajo del dique transversal

L: Longitud impuesta de desarrollo de la escalera

Reemplazando valores:

$$S = \frac{2.05}{25} = 8.2\%$$

4.1.4.2 Dimensiones de los estanques

El número de estanques se calcula con la ecuación:

$$\eta = \frac{H_{tot}}{\Delta H} - 1 \quad (4.19)$$

η : Número de estanques

ΔH : Desnivel presentado entre estanques sucesivos

A la relación ($H_{\text{tot}} / \Delta H$) se le denomina caída de agua (Ca).

Reemplazando valores:

$$\eta = \frac{2.05}{0.15} - 1 = 13 \text{ estanques}$$

La longitud del estanque se calcula con la ecuación:

$$l_e = \frac{L}{Ca} \quad (4.20)$$

Reemplazando valores:

$$l_e = \frac{25}{14} = 1.8 \text{ m}$$

El orificio sumergido se calcula con la ecuación 3.9, para $Q=Q_e$:

$$Q_e = C_d A_s \sqrt{2g\Delta H}$$

C_d : Toma un valor de 0.60

Reemplazando valores:

$$0.097 = 0.60 A_s \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20}$$

$$A_s = 0.082 \text{ m}^2$$

$$A_s = b_s \times h_s \quad (4.21)$$

Si $b_s = h_s$ se tiene:

$$0.082 = b_s^2$$

$$b_s = 0.29 \text{ m}$$

La velocidad V_s que se origina en el orificio se calcula ecuación:

$$V_s = \sqrt{2g\Delta H} \quad (4.22)$$

Reemplazando valores:

$$V_s = \sqrt{19.62 \times 0.20} = 1.98 \text{ m/s}$$

El calado mínimo $h_{\text{mín}}$ en el dispositivo se calcula con la siguiente ecuación:

$$h_{\text{mín}} = h + \frac{\Delta h}{2} \quad (\text{Teijero 2001}) \quad (4.23)$$

Donde:

h : Es el valor de la longitud del pez + 0.25 m ($h=0.50$ m)

Reemplazando valores:

$$h_{\text{mín}} = 0.50 + \frac{0.15}{2} = 0.6 \text{ m}$$

La energía disipada se calcula con la ecuación:

$$E = \frac{\rho \times g \times \Delta H \times Q_e}{b \times h \times (l_e - d)} \quad (4.24)$$

Donde:

ρ : Densidad del agua, (kg/m^3)

d : Espesor del tabique, (m) se recomienda entre 0.15 m y 0.30 m

l_e : Longitud del estanque, (m)

La dimensión “b” de acuerdo al tamaño del pez se presenta en la Tabla 4.5:

TABLA 4.5 Dimensiones a emplearse en función del tamaño del pez

TAMAÑO DEL PEZ	DIMENSIONES DEL ESTANQUE (m)			DIMENSIÓN DEL ORIFICIO SUMERGIDO (m)		ESCOTADURA LATERAL (m)		Q MÁX. EN EL DISP.	MÁXIMO SALTO DE AGUA
	Longitud	Ancho	Profundidad del flujo	Ancho	Altura	Ancho	Altura	(m³/s)	(m)
(m)	le	b	h	bs	hs	ba	ha	Q	ΔH
Mayor a 0.70	5-6	2.5-3	1.5-2	1.5	1	-	-	2.5	0.2
0.70-0.30	2.5-3	1.6-2	0.8-1.0	0.4-0.5	0.3-0.4	0.3	0.3	0.2-0.5	0.2
0.30-0.15	1.4-2	1.0-1.5	0.6-0.8	0.25-0.35	0.25-0.35	0.25	0.25	0.08-0.2	0.2
Menor a 0.15	> 1.0	> 0.8	> 0.6	0.2	0.2	0.2	0.2	0.05-0.1	0.2

Fuente: Fishway Design Guidelines (WDFW)

Para el caso de la especie objetivo el tamaño adoptado del ancho es 1.30 m; además, se elige un espesor de 0.20 metros para los tabiques.

Reemplazando valores en la ecuación 4.24:

$$E = \frac{1000 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.097}{1.3 \times 0.5 \times (1.8 - 0.20)}$$

$$E = 183.00 \text{ W/m}^3$$

La energía disipada por unidad de volumen no debe superar los 200 W/m³ de esta forma se controlará las turbulencias producidas por el flujo en los estanques (Rojas D, Bases de Diseño de Estructuras en Diques Transversales para la Captación y Tránsito del Caudal Ecológico); por lo tanto el valor obtenido está dentro de este rango.

Los detalles correspondientes a las alternativas se presentan en el ANEXO No 22 y 23.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- El Sistema de Captación Alumís Bajo es una obra de toma convencional que depende de manera directa de las captaciones Tamboyacu, Sin Nombre y Cajas, cuyas aguas son conducidas por 32.64 Km de canal abierto hasta llegar a la quebrada Mishahuaycu que al unirse con otras vertientes quebradas y ríos como son: Agualongo, Churupinto, de las Truchas, Daule Chico dan origen al río Cutuchi,
- El Sistema de Captación Alumís Bajo aprovecha las aguas del río Cutuchi en la cota 3200 m.s.n.m. para luego distribuir las a través de un canal de 14.15 Km de longitud hacia la zona de Riego conformada por sectores pertenecientes a las Parroquias de Pastocalle y Tanicuchi del Cantón Latacunga.
- La falta de mantenimiento en la captación ha originado que se azolve el azud aguas arriba en su margen izquierda, permitiendo el paso de piedras por encima de la cresta que dañan el perfil y a la vez se quedan en la longitud del zampeado, cambiando la pendiente del cauce aguas abajo.
- La falta de mantenimiento mecánico ha generado problemas en la operación del Sistema de Captación; debido a que la compuerta de limpieza situada junto al azud y la compuerta del canal de desfogue del desarenador no se cierran completamente; así como también las compuertas de ingreso al bypass y desarenador no se abren en su totalidad.

- La manera en que se traslada actualmente el agua hacia el canal principal es mediante el bypass, permitiendo el paso directo de arenas que aceleran el desgaste del hormigón.
- La cuenca Río Cutuchi-SC Alumís Bajo presenta una longitud del cauce principal de 12.16 Km, un área de drenaje de 86.2 Km², un perímetro de 47.2 Km; una pendiente del 30.6%; una pendiente del cauce principal de 6.90%; así mismo la sinuosidad del cauce es 1.19 y al ser un valor menor que 1.25 indica que el río presenta un alineamiento recto.
- La cuenca Río Cutuchi-SC Alumís Bajo posee un buen drenaje; ya que presenta una densidad de 3.15 Km/Km²; valor que se aproxima a 3.5 Km/Km² que corresponde a una cuenca excepcionalmente bien drenada; y cuanto más grande es éste parámetro, indica mayor estructuración de la red fluvial que conforma la cuenca.
- La precipitación en la zona de estudio referente al Sistema de Captación Alumís Bajo es variable durante todo el año con una estación lluviosa de Octubre a Junio con un promedio de 107 mm y una estación seca con menor precipitación en los meses de Julio a Septiembre con un promedio de 63 mm.
- Los caudales de la estación hidrológica Cutuchi A.J. Yanayacu son traspasados al sitio de implantación del Sistema de Captación Alumís Bajo mediante la ecuación $Q_A = 0.068 Q_B$ que representa la relación caudal sobre precipitación por área de drenaje entre las dos cuencas mencionadas en el Capítulo 2.
- En sus inicios el patrón de cultivos con el que fue diseñado el Proyecto de Riego Alumís comprendía: maíz seco, hortalizas, maíz choclo, arveja, lenteja, fréjol, papas, alfalfa y pastos, destinados para la producción agrícola y ganadera local. En la actualidad se han mantenido y añadido dos nuevos tipos de cultivos como son el brócoli y las rosas que son destinados para la exportación.

- Debido a este nuevo patrón y al incremento en la producción, el área de riego cultivada se ha incrementado de 741 Hectáreas a 1344.31 Hectáreas.
- La demanda calculada para el patrón inicial de cultivos con el sistema de riego por surcos en un área cultivada de 741 Ha es 444 l/s; mientras que, con el nuevo patrón el requerimiento calculado mediante riego por aspersión es 793 l/s en un área de 1344.31 Ha.
- Con los cálculos hidrológicos se obtuvo un caudal de aporte natural de la cuenca río Cutuchi-SC Alumís Bajo de 464 l/s asociado a una probabilidad de ocurrencia del 95%; y del aforo correspondiente al sector de la Quebrada Mishahuaycu donde finaliza la conducción del canal Alumís Alto se obtuvo un caudal 346 l/s, de tal manera que se dispone en el río de un valor total de 810 l/s.
- La interpretación de los resultados obtenidos del análisis físico-químico realizado en el sitio del Sistema de Captación Alumís Bajo, indican que el agua es apta para el uso agrícola.
- Con el caudal disponible hasta el sitio de la captación no se conseguiría cubrir el mínimo del caudal ecológico; por lo que es necesario el incremento de caudal con la nueva fuente ubicada en las coordenadas 794531E, 9927288N a 3996 m.s.n.m. cercana a las captaciones del sector Alumís Alto, con un caudal que sobrepasa los 80 litros por segundo.
- El caudal de crecida asociado a un período de retorno de 100 años del río Cutuchi en el punto de captación es 20 m³/s, obtenido con el método estadístico de Gumbel.
- La reja de entrada cumple con los aspectos de diseño mencionados en el numeral 3.2, y en la actualidad permite el ingreso de un caudal de 0.723 m³/s.
- La longitud mínima que necesita la cámara desarenadora para que se depositen partículas de diámetros superiores a 0.2 mm es 8.70 metros; por

lo que la longitud existente de 6.20 metros no es suficiente para este propósito.

- El valor del ángulo máximo entre el eje del canal y una línea que une los lados de la transición es 15° , el cual excede al recomendado (12.5°).
- El vertedero del desarenador permite pasar un caudal inferior al que ingresa por la reja debido a que se generan pérdidas en la compuerta de ingreso por la imposibilidad de abrirla más allá de 46 centímetros, haciendo que el caudal restante sea evacuado por el aliviadero.
- El valor de la pendiente del fondo del desarenador es del 3%, se encuentra dentro del rango recomendado (2-6%) para facilitar el lavado de ésta estructura.
- La optimización hidráulica del Sistema de Captación Alumís Bajo comprende el diseño: de la reja de entrada, dos alternativas de desarenadores y un dispositivo de paso del caudal ecológico.
- Es necesario implementar el nuevo diseño de la reja de entrada con el propósito de permitir el paso en estiaje del caudal de 793 l/s, que requiere el área de riego del Proyecto Alumís.
- La implementación de las alternativas de optimización hidráulica en la obra de toma con respecto al diseño de nuevos desarenadores, permitirán incrementar la eficiencia del sistema de riego por aspersión.
- La implementación del dispositivo de paso del caudal ecológico en la obra de toma permite cubrir la demanda del área de riego del Proyecto Alumís sin alterar las actividades aguas abajo de la obra de aprovechamiento.
- El dispositivo de paso del caudal ecológico consiste en una rampa inclinada con una pendiente del 8.2 % y longitud total de 25 metros conformada por trece estanques sucesivos separados por tabiques con orificio sumergido.

- El dispositivo fue diseñado con un caudal de 97 l/s, el mismo que supera al adoptado según la normativa.

5.2 RECOMENDACIONES

- Con el propósito de contar con la información suficiente y confiable, que sirve como base para la elaboración de futuros estudios dentro del Proyecto de Riego Alumís, será necesario gestionar con las instituciones públicas como el INAMHI, SENAGUA, MAGAP, etcétera, la actualización oportuna de toda la información de tipo climatológica, físico-geo-hidrológica e hidráulica correspondiente.
- Efectuar la limpieza mecánica y manual de manera integral del Sistema de Captación Alumís Bajo, que comprende: cauce principal, cuerpo del azud, zampeado, aliviadero, desarenador, zona del bypass, con el fin de que el mismo tenga un funcionamiento adecuado.
- Revestir el cuerpo del azud con una capa de hormigón para evitar futuras filtraciones.
- Reparar las compuertas que conforman el Sistema de Captación.
- Realizar en épocas de invierno una limpieza frecuente de las estructuras de la obra de toma destinadas a este fin como la compuerta de limpieza, el desripiador y el desarenador
- Realizar una limpieza por lo menos una vez al año de los alrededores tanto aguas arriba como aguas abajo del azud.
- Efectuar el lavado del desarenador una vez al mes para que no se acumulen cantidades excesivas de arena.
- Dar mantenimiento por lo menos una vez cada tres meses a todas las compuertas para que no se generen inconvenientes en la operación como la falta de apertura o cierre total.

- Realizar la limpieza de la reja de entrada al Sistema de Captación por lo menos una vez al día con el fin de que no se acumule material flotante que impida que se capte la cantidad necesaria de agua.
- Efectuar el mantenimiento del canal principal de conducción dos veces por año, con herramientas adecuadas que no dañen el recubrimiento.
- En un período a mediano plazo adoptar las modificaciones al Sistema de Captación referentes a la segunda alternativa presentada en el capítulo 4 del presente proyecto de titulación, la misma que contempla la construcción de dos cámaras desarenadoras con el propósito de que el abastecimiento hacia la zona de riego sea ininterrumpido, inclusive mientras una de las cámaras se encuentre en mantenimiento.
- Realizar gestiones con las instituciones correspondientes para aprovechar la nueva fuente de agua cercana a las captaciones del sector Alumís Alto, sin que se afecte las condiciones ambientales de la misma.
- Una capacitación adecuada al personal operativo de la captación ayudará al mejor desempeño y funcionamiento de la estructura, como contemplar los tiempos de limpieza, manejo y control de compuertas dependiendo de las condiciones climatológicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chow, V. (2000). Hidráulica de canales abiertos, México: Diana

Aparicio, F. (1994). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Tercera Edición. México: Editorial Grupo Noriega

Monsalve, G. (1995). Hidrología en la Ingeniería, Bogotá, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería

Chow, V. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: Editora Martha Edna Suarez

Balloffet, A. (1955). Hidráulica. Segunda Edición. Buenos Aires: Editorial Ediar

Azevedo, J. (1975). Manual de Hidráulica. Sexta Edición. México: Editora Edgard Blucher Ltda

Krochin, S. (1986). Diseño Hidráulico. Tercera Edición. Quito: Editorial Escuela Politécnica Nacional

Naudascher, E. (1995). Hidráulica de Canales. Segunda Edición. México: Editorial Limusa

Sotelo, G. (1995). Hidráulica General. Décima sexta Edición. México: Editorial Limusa

Domínguez, F. (1999). Hidráulica. Sexta Edición. Santiago de Chile: Editorial Universitaria

Rocha, A. (1978). Introducción Teórica al Estudio de Bocatomas. Lima

Montes de Oca, M. (1979). Topografía. Cuarta Edición. México: Editorial Representaciones y servicios de ingeniería SA

Sánchez, A. (2000). Fundamentos teóricos de los métodos topográficos. Madrid: Ediciones Técnicas y Científicas

Cerda, J. (1976). Diseño de bocatomas implantadas en ríos con fuerte arrastre de sólidos. Santiago de Chile

Almeida, M. (2010). Instructivo de Procesamiento de Información Hidrometeorológica. Quito

Pacheco, R. (2007). Proyecto de riego por aspersión para la comuna de San Ramon-Provincia de Cotopaxi. Quito

Vivero, P. (1983). Proyecto de Riego Nagsiche. Quito

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (1962-1981). Anuarios Meteorológicos. Quito.

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (1962-1981). Anuarios Hidrológicos. Quito.

Bateman, A. (2007). Hidrología básica y aplicada. Grupo de investigación en transporte de sólidos

Rojas, D. (2012). Bases para el Diseño de Estructuras en Diques Transversales para la Captación y Tránsito del Caudal Ecológico. Quito

Champutiz, H. (2013). Bases de Diseño de Escaleras para Peces. Quito

<http://www.upct.es/~minaeees/hidrologia.pdf>

Instituto de Hidráulica e Hidrología e Ingeniería Sanitaria. (1995). Balance Hídrico Superficial de la Cuenca. UNESCO

[http://www.unesco.org/uy/phi/biblioteca/bitstream/123456789/282/1/Balance+Hídrico+Superficial+Río+Cascajal+\(Perú\).pdf](http://www.unesco.org/uy/phi/biblioteca/bitstream/123456789/282/1/Balance+Hídrico+Superficial+Río+Cascajal+(Perú).pdf)

Cabrera, C. (2008). Análisis de las escorrentías mensuales y anuales de la cuenca del Maipo y la potencial influencia glacial en la producción de agua. Universidad de Talca

http://eias.usalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/cabrera_c.pdf

Secretaría de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación, Diseño hidráulico y estructural de presas derivadoras

http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/noticias/2012/Documents/FICHAS%20TÉCNICAS%20E%20INSTRUCTIVOS%20NAVA/FICHA%20TÉCNICA_PRESA%20DERIVADORA.pdf

García, J. Diseño Hidráulico de Estructuras. Universidad del Valle

<http://www.tecnaingenieros.com/ingenioacademico/images/pdf/capítulo%20VI.pdf>

http://www.cec.org/soe/files/es/SOE_WaterQuality_es.pdf

ANEXOS

ANEXO No 1
DOCUMENTACIÓN
LEGAL DE RESPALDO

R. DEL E.



JUICIO N.º 70

JUZGADO 2º PROVINCIAL DE COTOPAXI

Juicio DE ADJUBICACION DE AGUAS

Actor Presidente del H. CONSEJO PROVINCIAL COTOPAXI, -

Domicilio Secretario del H. Consejo Provincial

Demandado

Domicilio

Cuantia Indeterminada

Iniciada en Latacunga, a 4 de JULIO de 1960.

Juez: Dr. Victor H. Argüello Jiménez

Secretario: Sr. Hugo A. Berrazueta P.



REPUBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE FOMENTO

ASESORIA JURIDICA

Of. N° 204-DJ

Quito, a 21 de Octubre de 1.960

Señor
 JUEZ SEGUNDO PROVINCIAL DE COTOPAXI
Latacunga.-

Señor Juez Provincial:

El H. Consejo Provincial del Cotopaxi, solicita ante usted la adjudicación de sesenta molinos de agua, aproximadamente, de las vertientes de Curipogyo, Freshayana, Cajas, Tunguimachay y Chirimachay, ubicadas en las Faldas Oriental y Sur-oriental del Cotopaxi, Parroquia de Mulaió, del cantón Latacunga, para emplear tales aguas en el regadío de la zona Norte de ese cantón y en servicios públicos.

De acuerdo con el informe emitido por el señor Director de Obras Públicas Fiscales de Cotopaxi, Ingeniero Carlos Alarcón Morlás, a quien se le designó de perito, es posible, técnicamente la captación de las aguas denunciadas y su aprovechamiento redundaría en un inmenso beneficio para la agricultura del sector.

Por lo expuesto, este Ministerio emite su dictámen favorable para que sea concedida la adjudicación, salvando el caso de inconvenientes legales que se presentaran ante usted, en la tramitación de la causa.

Del señor Juez, muy atentamente,

DIOS, PATRIA Y LIBERTAD,

Lcdo. Jaime Nebot Velasco,
 MINISTRO DE FOMENTO.

ECC/agr.

San Juan 27 Provincias:

Habiéndose cumplido con todos los requisitos presentados por la ley, se hizo de Ud., atentamente, se firma de parte y favor del H. Consejo Provincial que me honro en paraiso, es correspondiente ante de adjudicación de las aguas de la cordillera oriental que están destinadas a la importante finalidad indicada en la demanda.

Por autorización del Sr. Ba-
queo de las C., firmo
E. G. G. G. G.

Presentado hoy día sábado cinco de noviembre de mil novecientos sesenta, a las ocho de la mañana con una copia igual al original. Certificado.

Tgo:

Tgo:

El Secretario.

Razón: Siento como tal que con esta petición se ha presentado las quince publicaciones en el Diario Crónica de la ciudad de Ambato, a partir del 13 de julio al 29 de julio del año en curso. Certificado. Latacunga, noviembre 5 de 1960.

El Secretario,

Juzgado Segundo Provincial de Cotopaxi. Latacunga, noviembre 5 de 1960, las 9 a.m. - Vistos: El Sr. Presidente del Consejo Provincial de Cotopaxi, solicita del Juzgado, que por causas de Servicio Público Provincial, se le adjudique al Consejo Provincial de Cotopaxi las aguas que tienen su origen en los puntos "Curipoggy, Preshayana, Funquimachay y Chirimachay", ubicados en las faldas oriental y meridional de Cotopaxi, perteneciente a la parroquia de "Culato" de esta Provincia, que corren por canal natural hacia el oriente y que forman el río Tambo, calculándose el

Volumen del agua, en unos Cientos milímetros aproximadamente,
 aguas que no son de propiedad de ningún particular, ni
 existen poseedores de las mismas. Para resolver se consi-
 dera: PRIMERO: Que a la demanda, se ha presentado el
 plano correspondiente, al igual que los documentos habili-
 tantes de ley, que le han hecho al actor, y que legi-
 timan su interposición, como Presidente del Consejo Provin-
 cial de Cotopaxi, a cuyo favor solicita esta adjudicación de
 aguas. SEGUNDO: De conformidad con los artículos 750 y
 siguientes del Código de Procedimiento Civil, Ley de Aguas, y
 las reformas pertinentes sobre la materia, a la demanda se
 ha dado el curso legal correspondiente. Cuenta de autos, haber-
 se contado y estado, con el Sr. Jefe Fiscal Primero de Cotopa-
 xi, al igual, que con el Sr. Ministro de Fomento. Se han
 llenado además, los requisitos de forma del procedimiento, y
 cuenta de autos, habiéndose fijado los cartels de ley, en lugá-
 res públicos de la parroquia a donde se ha demandado
 estas aguas. Constan los ejemplares del periódico CROMI-
 CA, en los que se han hecho las publicaciones de rigor, en la
 forma prescrita por la ley. TERCERO: Siendo requisito
 indispensable que en esta clase de adjudicaciones se indi-
 que para obras de regadío o de agricultura, en el libelo,
 aparece que el interés del actor, es con el de aprovechar estas
 aguas, en el regadío, de servicio público de la Provincia; y
 para el efecto, solicita se le autorice construir el boqueaz
 y obras necesarias, a doscientos metros del sitio de donde
 provienen dichas aguas, en principio. Luego de todos los trá-
 mitos de ley, citaciones por la prensa y cartels en lugares
 públicos, no se han presentado oferentes de ninguna cla-
 se, en la demanda planteada. Por lo expuesto, está juzgado,
 habida cuenta que abre del proceso, el oficio N.º 204 D. J. de
 21 de Octubre de este año, del Sr. Ministro de Fomento, que
 opina favorablemente, para que se conceda esta adjudicación,
SE ADJUDICA al Consejo Provincial de Cotopaxi, las aguas,
 que se determinan en los puntos antes referidos, que al recibir
 las dichas aguas, el Consejo Provincial, las declarará para



Av. Eloy Alfaro 30-350 y Amazonas
Telf: (593)2 3960 100
www.magap.gob.ec

ACTA DE TRANSFERENCIA DE LOS SISTEMAS DE RIEGO ALUMIS, CANAL NORTE Y JIMENEZ CEVALLOS, CELEBRADA ENTRE EL MINISTERIO DE AGRICULTURA, GANADERÍA, ACUACULTURA Y PESCA Y EL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE LA PROVINCIA DE COTOPAXI.

COMPARECIENTES

Comparecen a la celebración de la presente Acta de Transferencia de los Sistemas de Riego de propiedad del Estado Ecuatoriano, por una parte el Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca, representado legalmente por el Econ. Staynley Vera Prieto, en su calidad de Ministro Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca, conforme al nombramiento que se adjunta al presente, a quien para efectos del presente instrumento se le denominará "EL MINISTERIO"; y, por otra, el Dr. César Umaginga, en su calidad de Prefecto del Gobierno Autónomo Descentralizado de la provincia de Cotopaxi, a quien para los efectos de la presente Acta se le denominará el "GOBIERNO PROVINCIAL", quienes de manera libre y voluntaria convienen en celebrar la presente ACTA de Transferencia de los Sistemas de Riego de la provincia de Cotopaxi, Alumis, Canal Norte y Jiménez-Cevallos, de acuerdo a las siguientes cláusulas:

ANTECEDENTES

La Constitución de la República establece en el artículo 227, que "*La administración pública constituye un servicio a la colectividad que se rige por los principios de eficacia, eficiencia, calidad, jerarquía, desconcentración, descentralización, coordinación, participación, planificación, transparencia y evaluación*".

El numeral 1 del artículo 154 de la misma Norma Suprema, faculta a los Ministros de Estado, "*1. Ejercer la rectoría de las políticas públicas del área a su cargo y expedir los acuerdos y resoluciones administrativas que requiera su gestión*".

El numeral 5 del artículo 263, ibidem, establece que los gobiernos provinciales, tienen entre otras las siguientes competencias exclusivas, "*5. Planificar, construir, operar y mantener sistemas de riego...En el ámbito de sus competencias y territorio, y en uso de sus facultades, expedirán ordenanzas provinciales*".

El artículo 5, literal b) de la Ley de Modernización del Estado, Privatizaciones y Prestación de Servicios Públicos por parte de la Iniciativa Privada, determina que el proceso de modernización del Estado, comprende entre otras, la siguiente área: "*La descentralización y desconcentración de las actividades administrativas y recursos del sector público*".

Mediante Decreto Ejecutivo N° 695, de 30 de octubre de 2007, publicado en el Registro Oficial N° 209, de 12 de noviembre de 2007, reformado con Decreto Ejecutivo No. 1079, publicado en el Registro Oficial No. 346 de 27 de mayo de 2008, se crea el Instituto Nacional de Riego INAR, como entidad ejecutora del uso del agua para riego exclusivamente, en todo el país, adscrito al MAGAP.

Con Decreto Ejecutivo N° 564, de 30 de noviembre de 2010, publicado en el Registro Oficial N° 340 de 14 de diciembre de 2010, se transfiere las competencias, atribuciones, funciones, delegaciones, obligaciones, patrimonio y derechos constantes en la ley, reglamentos y demás instrumentos normativos del Instituto Nacional de Riego INAR al Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca.

El Código Orgánico de Organización Territorial, Autonomía y Descentralización, publicado en el



Av. Eloy Alfaro 30-350 y Amazonas
Telf: (593)2 3960 100
www.magap.gob.ec

Suplemento del Registro Oficial No. 303 del 19 de octubre del 2010, dispone, que entre otras competencias exclusivas que tienen los gobiernos autónomos descentralizados provinciales, es: “e) *Planificar, construir, operar y mantener sistemas de riego de acuerdo con la Constitución y la Ley.*”; así también, el Art. 133 de la misma norma, dispone: “*Ejercicio de la Competencia de Riego.- La competencia constitucional de planificar, construir, operar y mantener sistemas de riego, está asignada constitucionalmente a los gobiernos autónomos descentralizados provinciales.*”

Así también, la misma norma ibídem, establece de conformidad al Art. 154 que la transferencia de competencias será progresiva, para lo cual el Consejo Nacional de Competencias, expedirá una “Resolución motivada mediante la cual se transfiere las competencias y recursos a cada gobierno autónomo descentralizado”, según lo indica el literal d) en la misma disposición;

Mediante Resolución No. 0008-CNC-2011 del 14 de julio del 2011, reformada con Resolución No. 12 publicada en el Registro Oficial No. 606 de 28 de diciembre del 2011, el Consejo Nacional de Competencias, Resuelve, conforme establece el artículo 1, “*transferir la competencia de planificar, construir, operar y mantener sistemas de riego y drenaje a favor de los gobiernos autónomos descentralizados del país, en los términos previstos en la presente Resolución.*”

El Reglamento General sustitutivo para el manejo y administración de bienes del sector público, expedido mediante Acuerdo de la Contraloría General del Estado No. 25, publicado en el Registro Oficial No. 378 de 17 de octubre del 2006, establece mediante el Art. 64 y siguientes, el procedimiento respectivo para la entrega recepción de bienes públicos.

Además, el Art. 4 de la Resolución No. 0008-CNC-2011, refiere que las facultades del Gobierno Central, son: “*Corresponde al Gobierno Central, a través de sus diferentes entidades, el ejercicio de las facultades de rectoría nacional, planificación, regulación y control, en todos los casos; y de gestión de los sistemas multipropósito y binacionales, de acuerdo a las disposiciones constantes en la presente resolución; así como en los interprovinciales, mientras no sean susceptibles de transferencia. Y, en el Art. 5, establece que la Rectoría Nacional, le corresponde: “En el marco de la competencia de riego y drenaje, al Gobierno Central, a través de sus respectivos ministerios sectoriales, le corresponde la definición de la política pública nacional en riego, drenaje, desarrollo agrario, recursos hídricos, gestión, ambiental y gestión de riesgos.”*”

Que el artículo 17, del Estatuto del Régimen Jurídico y Administrativo de la Función Ejecutiva establece que: “*Los Ministros de Estado, dentro de la esfera de su competencia, podrán delegar sus atribuciones y deberes al funcionario inferior jerárquico de sus respectivos Ministerios, cuando se ausenten en comisión de servicios al exterior o cuando lo estimen conveniente...*”

TRANSFERENCIA:

Art. 1.- El Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuicultura y Pesca, a través de la presente acta transfiere al Gobierno Autónomo Provincial de Cotopaxi, la rectoría local, la regulación, la planificación, el control y la gestión de los Sistemas de Riego públicos uniprovinciales de la provincia de Cotopaxi, los mismos que comprenden:

- SISTEMA DE RIEGO ALUMIS,
Principales características:



GOBIERNO NACIONAL DE
REPÚBLICA DEL ECUADOR



Ministerio de
Agricultura, Ganadería,
Acuacultura y Pesca

Av. Eloy Alfaro 30-350 y Amazonas
Telf: (593)2 3960 100

www.magap.gob.ec

a) Datos Generales

Nombre del Sistema de Riego: Alumis
Provincia: Cotopaxi
Cantón: Latacunga
Parroquia: Pastocalle
Usuarios: 1.200
Transferido a los usuarios: No

b) Zona de Riego

Superficie regable aproximada: 1.500 ha

c) Infraestructura Hidráulica

Ubicación de la Bocatoma (captación): Latitud: 792415; Longitud: 9923676; Altitud: 3994 m.s.n.m
Latitud: 771021; Longitud: 9924215; Altitud: 3222 m.s.n.m

Canal principal: Longitud aproximada 44 + 148 km.
Funcionamiento: Se encuentra en operación
Existencia de mapas y planos: si

d) Uso del agua

Fuente de captación: Río Cutuchi

e) Organización de regantes

El Sistema de Riego posee una Junta de Usuarios constituida legalmente el 29/06/1990

• SISTEMA DE RIEGO CANAL NORTE

Principales características:

a) Datos Generales

Nombre del Sistema de Riego: Canal Norte
Provincia: Cotopaxi
Cantón: Latacunga
Parroquia: Tanicuchí
Usuarios: 2.350
Transferido a los usuarios: No



GOBIERNO NACIONAL DE
REPÚBLICA DEL ECUADOR



Av. Eloy Alfaro 30-350 y Amazonas

Tel: (593)2 3960 100

www.magap.gob.ec

b) Zona de Riego

Superficie regable aproximada: 917 ha

c) Infraestructura Hidráulica

Ubicación de la Bocatoma (captación): Latitud: 767300; Longitud: 9918800; Altitud: 3020 m.s.n.m

Canal principal: Longitud aproximada 14 + 420 km.

Funcionamiento: Se encuentra en operación

Existencia de mapas y planos: si

d) Uso del agua

Fuente de captación: Río Cutuchi

f) Organización de regantes

El Sistema de Riego posee una Junta de Usuarios constituida legalmente el 05/01/1994

• **SISTEMA DE RIEGO JIMÉNEZ CEVALLOS**

Principales características:

a) Datos Generales

Nombre del Sistema de Riego: Jiménez Cevallos
 Provincia: Cotopaxi
 Cantón: Latacunga, Salcedo
 Parroquia: Belisario Quevedo, Mulliquindil, Santa Ana
 Usuarios: 781
 Transferido a los usuarios: No

b) Zona de Riego

Superficie aproximadamente regable: 700 ha

c) Infraestructura Hidráulica

Ubicación de la Bocatoma (captación): Latitud: 765751; Longitud: 9896047; Altitud: 2761 m.s.n.m.

Canal principal: Longitud aproximada 13 + 592 km.

Estado: En operación

Existencia de mapas y planos: si

d) Uso del agua



Av. Eloy Alfaro 30-350 y Amazonas
Telf. (593)2 3960 100
www.magap.gob.ec

Fuente de captación: Río Cutuchi

e) Organización de regantes

El Sistema de Riego posee una Junta de Usuarios constituida legalmente el 17/01/1993

Los datos técnicos de los Sistemas de Riego que constan en el presente documento, se encuentran descritos en la Ficha Técnica que se anexa a la presente acta, que ha sido revisada por la Dirección Zonal de Riego de la Zona 3 y el equipo técnico del Gobierno Autónomo de Cotopaxi. Serán verificados y validados mediante recorridos de campo, cuando se realice el Inventario del Sistema de Riego, en concordancia de Art. 3 de este instrumento.

Art. 2.- La Subsecretaría de Riego y Drenaje (SRD) del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuicultura y Pesca (MAGAP), a través de la Dirección Zonal de Riego de la Zona 3, entrega al Gobierno Autónomo Descentralizado de la provincia de Cotopaxi, que recibe la transferencia de los Sistemas de Riego Alumis, Canal Norte y Jiménez-Cevallos; el expediente con información técnica contenida en los siguientes documentos de respaldo y soporte de cada Sistema de Riego, estos son:

- a) Ficha Técnica para transferencia de sistemas de riego públicos uniprovinciales y sus documentos de soporte de los sistemas: Alumis, Canal Norte y Jiménez Cevallos (acorde al formato preestablecido).
- b) Ficha de inversión realizada en el período 2008-2011 de cada sistema y respaldos.
- c) Ficha de Convenios suscritos en cada sistema y respaldos y/o documentación debidamente foliada.
- d) Ficha de la nómina de personal que trabaja en cada sistema y respaldos y/o documentación debidamente foliada.
- e) Ficha de revisión de expedientes realizados para la transferencia de los sistemas de riego: Alumis, Canal Norte y Jiménez Cevallos, suscrita por el equipo de la Dirección Zonal de Riego de la Zona 3 y GAD-Cotopaxi.

Esta información se anexa como documentos habilitantes de la presente Acta de transferencia.

Art. 3.- La transferencia de los Sistemas de Riego Alumis, Canal Norte y Jiménez-Cevallos, con lleva la obligación de realizar una Acta Entrega Recepción del canal, los bienes muebles, inmuebles, maquinarias y equipos que integran el Sistema de Riego, conforme establece el Reglamento General sustitutivo para el manejo y administración de bienes del sector público y demás normas pertinentes vigentes; dentro del plazo acordado entre las partes, que no podrá ser más de dos meses, contados a partir de la fecha de la suscripción de la presente Acta.

Art. 4.- La facultad que tiene el Gobierno Autónomo Descentralizado de la provincia de Cotopaxi de recaudar las tarifas que por el uso del agua en los Sistemas de Riego, cancelan los beneficiarios de aquellos; serán cobradas, desde la fecha de suscripción de la presente Acta. De conformidad con lo dispuesto en el Art. 12 de la Resolución No. 0008-CNC-2011, expedido por el Consejo Nacional de Competencias.

Art. 5.- En un plazo máximo de 2 meses, la Subsecretaría de Riego y Drenaje a través de la Dirección Zonal de Riego de la Zona 3, realizará la depuración de la cartera vencida, que por tarifas de riego no ha recaudado el Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuicultura y Pesca, hasta la fecha efectiva de la transferencia.



GOBIERNO NACIONAL DE
LA REPÚBLICA DEL ECUADOR



Av. Eloy Alfaro 30-350 y Amazonas
Telf: (593)2 3960 100
www.magap.gob.ec

Registro que será entregado con su respectiva documentación, al Gobierno Autónomo Descentralizado de la provincia de Cotopaxi.

Art. 6.- Para establecer el destino de los fondos de cuentas por cobrar, que indique el citado balance contable, las partes procederán de acuerdo a las disposiciones, que al respecto, emitan los organismos pertinentes.

El presente documento se firma en original y tres copias del mismo valor y tenor, para constancia de lo actuado, en la ciudad de Latacunga a los 9 días del mes de febrero de 2012.

Econ. Slaynley Vera Prieto
MINISTRO DE AGRICULTURA,
GANADERÍA, ACUACULTURA Y PESCA

Dr. César Umaginga
PREFECTO DEL
GOBIERNO AUTÓNOMO
DESCENTRALIZADO DE LA PROVINCIA
DE COTOPAXI

INFORME DE RESULTADOS

DATOS DEL LABORATORIO

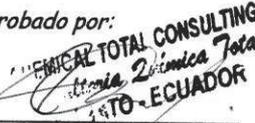
Empresa: Particular
Persona de Contacto: Jaime Ramos
Dirección: Lasso
Informe de ensayo N°: 013-10-09
Tipo de Muestra / Matriz: Agua/L
Procedencia:
Muestreado por: Cliente
Condiciones Ambientales de análisis: 18 °C 28%

ANALISIS FISICO-QUIMICO

Número Lab. : 13 09 ID.Muestra: 1009	Fecha de Muestreo: 21/10/13
Fecha de recepción: 21/10/2013	Fecha de Entrega. : 25/10/2013

Parámetro	Unidad	Valor	Niveles de calidad de agua para riego	Método
pH		7,48	6,5-8,4	Electroquímico
C.E.	Milimho	0,036	0,7	Electroquímico
Ca	mg/L	6,3	--	Espectrofotométrico
Mg	mg/L	2,5	--	Espectrofotométrico
K	mg/L	1,7	--	Espectrofotométrico
Sodio	mg/L	0,64	--	Espectrofotométrico
Nitritos	mg/L	0,00	--	Colorimétrico
Nitratos	mg/L	0,00	--	Colorimétrico
Boro	mg/L	0,0	1,0	Colorimétrico
Dureza total	mgCaco3/ L	25,97	--	Volumétrico
Sólidos totales	mg/ L	57,9	450	Gravimétrico

Aprobado por:


 CHEMICAL TOTAL CONSULTING
 Química 2 Química Total
 QUITO-ECUADOR

Quím. Anita Guachamín

CHEMICAL TOTAL CONSULTING

ANEXO No 2
LOCALIZACIÓN DEL
PROYECTO ALUMÍS

I

ANEXO No 3
PLANOS

ANEXO No 4
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA
CUENCA RÍO CUTUCHI-SC ALUMÍS
BAJO

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA DEL RÍO CUTUCHI-SC ALUMÍS BAJO

1. AREA DE LA CUENCA

$$A = 85.82 \text{ km}^2$$

2. PERIMETRO DE LA CUENCA

$$P = 47.06 \text{ Km}$$

3. LONGITUD

$$\begin{aligned} L &= 12.16 \text{ Km} && \text{LONGITUD DEL RÍO PRINCIPAL} \\ L_{\text{cauces}} &= 269.92 \text{ Km} && \text{LONGITUD TOTAL DE LAS CORRIENTES DE AGUA} \\ L_T &= 10.19 \text{ Km} && \text{LONGITUD EN LÍNEA RECTA DEL RIO PRINCIPAL} \end{aligned}$$

4. FORMA DE LA CUENCA

COEFICIENTE DE COMPACIDAD (K_c)

$$K_c = 0.28 \frac{P}{A^{1/2}}$$

$$K_c = 1.42$$

FACTOR DE FORMA

$$k_f = \frac{A}{L^2}$$

$$k_f = 0.58$$

5. DENSIDAD DE DRENAJE

$$D_d = \frac{L_{\text{cauces}}}{A}$$

$$D_d = 3.15 \text{ km/km}^2$$

6. SINUSIDAD DE LA CORRIENTE

$$S = \frac{L}{L_T}$$

$$S = 1.19$$

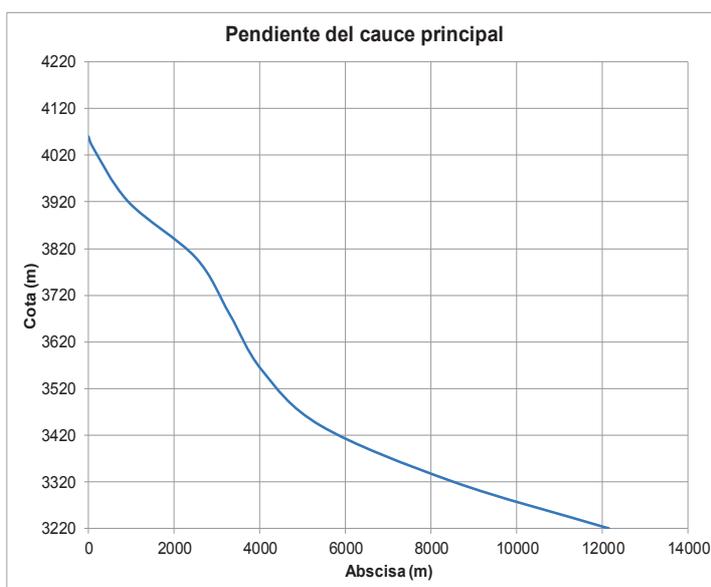
7. PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL

COTA (m)	ABSCISA (m)	ABSCISA (m)
4060	0	0
4040	84.31	84
3920	848.61	933
3800	1577.40	2510
3680	782.84	3293
3560	752.57	4046
3440	1384.72	5430
3320	3096.20	8527
3220	3633.56	12160
Σ	12160.22	

ABSCISA(m)	COTA(m)
0	4060
12160.0	3220

$$S_{cp} = \frac{(\text{Cota superior} - \text{Cota inferior})}{L_{\text{cauce principal}}} * 100$$

$$S_{cp} = 6.90 \%$$



8. PENDIENTE DE LA CUENCA

$$S_c = \frac{\sum (D_i \times L_i)}{A_{TOTAL}} \times 100$$

$$S_c = 4.00 \quad \%$$

Diferencia entre cotas

$$D = \frac{40.00}{m}$$

$$D = \frac{0.04}{km}$$

$$\Sigma L(m) = 85823788.5$$

$$\Sigma L(km) = 85.80$$

Cota (m)	Cota Media (m)	Area (m ²)	Area (km ²)	ΣArea (km ²)	%ΣArea (km ²)	(hi*Ai)
5880						
a	5860	16520.01	0.02	0.02	0.02	96.81
5840						
a	5820	54013.28	0.05	0.07	0.08	314.36
5800						
a	5780	66614.19	0.07	0.14	0.16	385.03
5760						
a	5740	47524.46	0.05	0.18	0.22	272.79
5720						
a	5700	44254.95	0.04	0.23	0.27	252.25
5680						
a	5660	45862.51	0.05	0.27	0.32	259.58
5640						
a	5620	54446.17	0.05	0.33	0.38	305.99
5600						
a	5580	40726.19	0.04	0.37	0.43	227.25
5560						
a	5540	44850.19	0.04	0.41	0.48	248.47
5520						
a	5500	47149.09	0.05	0.46	0.54	259.32
5480						
a	5460	56803.31	0.06	0.52	0.60	310.15
5440						
a	5420	59907.62	0.06	0.58	0.67	324.70
5400						
a	5380	83880.76	0.08	0.66	0.77	451.28
5360						
a	5340	124814.10	0.12	0.79	0.92	666.51
5320						
a	5300	127583.99	0.13	0.91	1.07	676.20
5280						
a	5260	137350.70	0.14	1.05	1.23	722.46
5240						
a	5220	162786.68	0.16	1.22	1.42	849.75
5200						
a	5180	139234.06	0.14	1.35	1.58	721.23
5160						
a	5140	145339.88	0.15	1.50	1.75	747.05
5120						
a	5100	152175.50	0.15	1.65	1.92	776.10
5080						
a	5060	155797.45	0.16	1.81	2.11	788.34
5040						
a	5020	156158.14	0.16	1.96	2.29	783.91
5000						
a	4980	198535.69	0.20	2.16	2.52	988.71
4960						
a	4940	206709.56	0.21	2.37	2.76	1021.15
4920						
a	4900	219305.71	0.22	2.59	3.02	1074.60
4880						
a	4860	233221.03	0.23	2.82	3.29	1133.45
4840						
a	4820	271765.58	0.27	3.09	3.60	1309.91
4800						
a	4780	298492.93	0.30	3.39	3.95	1426.80
4760						
a	4740	291828.15	0.29	3.68	4.29	1383.27
4720						
a	4700	310676.94	0.31	3.99	4.65	1460.18
4680						
a	4660	345183.98	0.35	4.34	5.06	1608.56
4640						
a	4620	375945.83	0.38	4.72	5.49	1736.87
4600						
a	4580	374425.10	0.37	5.09	5.93	1714.87
4560						
a	4540	395892.88	0.40	5.49	6.39	1797.35

8. CONTINUACIÓN

Cota (m)	Cota Media (m)	Area (m ²)	Area (km ²)	ΣArea (km ²)	%ΣArea (km ²)	(hi*Ai)
4520						
a	4500	428346.73	0.4283	5.91	6.89	1927.56
4480						
a	4460	483213.36	0.4832	6.40	7.45	2155.13
4440						
a	4420	541228.99	0.5412	6.94	8.08	2392.23
4400						
a	4380	592964.00	0.5930	7.53	8.78	2597.18
4360						
a	4340	619037.09	0.6190	8.15	9.50	2686.62
4320						
a	4300	722526.04	0.7225	8.87	10.34	3106.86
4280						
a	4260	857239.52	0.8572	9.73	11.34	3651.84
4240						
a	4220	1372587.95	1.3726	11.10	12.94	5792.32
4200						
a	4180	1424355.10	1.4244	12.53	14.60	5953.80
4160						
a	4140	2444864.31	2.4449	14.97	17.45	10121.74
4120						
a	4100	2341341.78	2.3413	17.31	20.17	9599.50
4080						
a	4060	2966200.82	2.9662	20.28	23.63	12042.78
4040						
a	4020	3690764.70	3.6908	23.97	27.93	14836.87
4000						
a	3980	3218256.06	3.2183	27.19	31.68	12808.66
3960						
a	3940	4268357.44	4.2684	31.46	36.65	16817.33
3920						
a	3900	3962469.33	3.9625	35.42	41.27	15453.63
3880						
a	3860	3853553.34	3.8536	39.27	45.76	14874.72
3840						
a	3820	3776254.45	3.7763	43.05	50.16	14425.29
3800						
a	3780	3240828.07	3.2408	46.29	53.94	12250.33
3760						
a	3740	2843655.64	2.8437	49.13	57.25	10635.27
3720						
a	3700	2607922.49	2.6079	51.74	60.29	9649.31
3680						
a	3660	2820418.80	2.8204	54.56	63.57	10322.73
3640						
a	3620	3731196.23	3.7312	58.29	67.92	13506.93
3600						
a	3580	3586213.89	3.5862	61.88	72.10	12838.65
3560						
a	3540	4095173.41	4.0952	65.97	76.87	14496.91
3520						
a	3500	4463870.14	4.4639	70.44	82.07	15623.55
3480						
a	3460	4883769.35	4.8838	75.32	87.76	16897.84
3440						
a	3420	4408911.38	4.4089	79.73	92.90	15078.48
3400						
a	3380	2996190.48	2.9962	82.73	96.39	10127.12
3360						
a	3340	1430992.48	1.4310	84.16	98.06	4779.51
3320						
a	3300	1053795.13	1.0538	85.21	99.29	3477.52
3280						
a	3260	427140.11	0.4271	85.64	99.79	1392.48
3240						
a	3220	184373.25	0.1844	85.82	100.00	593.68
3200						
		Σ(m)	85823788.5 m2			
		Σ(Km)	85.82 km2			

9. CURVA HIPSOMÉTRICA

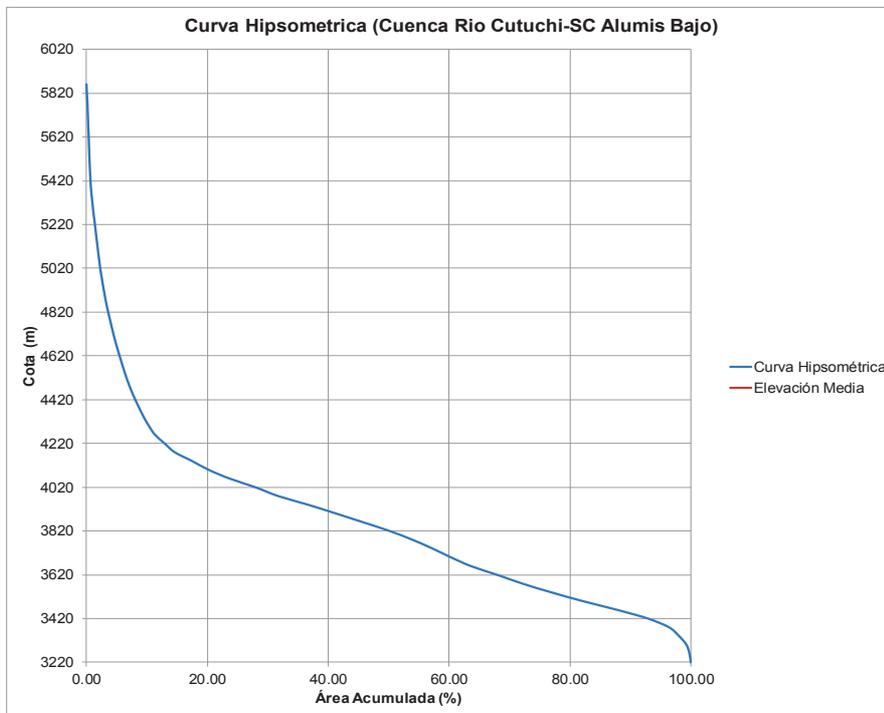
Cota Media (m)	ΣArea (km ²)
5860	0.02
5820	0.08
5780	0.16
5740	0.22
5700	0.27
5660	0.32
5620	0.38
5580	0.43
5540	0.48
5500	0.54
5460	0.60
5420	0.67
5380	0.77
5340	0.92
5300	1.07
5260	1.23
5220	1.42
5180	1.58
5140	1.75
5100	1.92
5060	2.11
5020	2.29
4980	2.52
4940	2.76
4900	3.02
4860	3.29
4820	3.60
4780	3.95
4740	4.29
4700	4.65
4660	5.06
4620	5.49
4580	5.93
4540	6.39
4500	6.89
4460	7.45
4420	8.08
4380	8.78
4340	9.50
4300	10.34
4260	11.34
4220	12.94
4180	14.60
4140	17.45
4100	20.17
4060	23.63
4020	27.93
3980	31.68
3940	36.65
3900	41.27
3860	45.76
3820	50.16
3780	53.94
3740	57.25
3700	60.29
3660	63.57
3620	67.92
3580	72.10
3540	76.87
3500	82.07
3460	87.76
3420	92.90
3380	96.39
3340	98.06
3300	99.29
3260	99.79
3220	100.00

10. ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^n (h_i \times A_i)}{A}$$

Σ (hi .Ai)= 330009.61

Hm= 3845.20



ANEXO No 5
PRECIPITACIÓN
MENSUAL Y RELLENO DE
DATOS

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
INSTITUTO NACIONAL DE HIDROLOGÍA Y METEOROLOGÍA

PRECIPITACIÓN MENSUAL (mm)

ESTACIÓN: MARISCAL SUCRE-INAMHI

CÓDIGO: M043

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUB	NOVIEMB	DICIEMB
1964	24.6	19	69.2	317.3	342.2	177.1	95.6	117.6	74.3	101.6	163.7	143.6
1965	178	79.3	138.9	219.1	200.9	76.6	82.9	76	170.9	186.2	215	125.2
1966	156.5	105.9	112.2	152.6	171.8	107	90.1	58.7	57.3	230.4	83.6	91.6
1967												
1968	154.8	85.9	174.9	145.5	56.4	125.8	100.7	84.7	117.2	136.6	89.7	76.5
1969	65.1	112.3	123.8	242	120	137.3	22.4	68	78.1			116.7
1970	155	202.2	112.6	186.3	183.6	125.9	55.4	18	96.2	96.5	123	111.2
1971	183.2	143.5	245.7	101.1	136.8	80.2	73.8	68.3	89.3	210.3	113.5	122.9
1972	130.4	179.3	151	145.1	178.7	136.8	67	88.1	116.7	87.9	181.5	104.2
1973	197.4	135.7	164.2	227.8	165.2	131.1	78.1	91.7	156.1	133.4	140.6	80.2
1974	61.9	232.6	179.5	167.7	244.9	149.8	92.1	112.4	226.2	262.4	178.6	
1975	122.9	214.4	269.4	160.7	128.2	106.4	109.5	73.3	60			
MEDIA	130.0	137.3	158.3	187.7	175.3	123.1	78.9	77.9	112.9	160.6	143.2	108.0
MÁXIMA	197.4	232.6	269.4	317.3	342.2	177.1	109.5	117.6	226.2	262.4	215	143.6
MINIMA	24.6	19	69.2	101.1	56.4	76.6	22.4	18	57.3	87.9	83.6	76.5

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO

PRECIPITACIÓN MENSUAL (mm)

ESTACIÓN: COTOPAXI-MINITRAK

CÓDIGO: M120

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUB	NOVIEMB	DICIEMB
1962	97.6	65.8	179.3	106.4	113.8	92	32.4	24.3	28.2	70.8	108.9	37.8
1963	97.1	131.7	154.3	110	62.9	70.5	96.9	8.7	27.6	82.3	143.7	108.7
1964	28.2	46.9	59.6	207	86.6	139.7	61.7	91.7	61.7	94.6	110.7	63.1
1965	18.1	55.7	135.5	176.1	132.7	64.1	23.7	34.8	150.7	130.9	156.6	106.1
1966	176.8	77.4	137.6	106.4	123.4	86.2	44	25	103.2	101.2	78.6	89.7
1967	99.4	179.5	105.5	53.4	103.2	86.3	52.2	18.5	28.5	167.3	83	27.3
1968	135.1	89.2	118.4	99.4	30.1	45.5	44.4	35	56.7	132.5	52.5	67
1969	72.5	112.8	107	139	86	117		21	77.3	58.2	113	224.8
1970	116.1	150.8	110	202.1	200.8	69.8	38.8	41	101.3	60.7	119.5	101.6
1971	112	199.9	297.9	107.9	74.9	67.9	31.1	26.4	122.4	283.3	121.7	86.8
1972	126.1	153.5	245.2	72.1	147.7	42.3	20.8	75.4	32.1	32.8	180.7	96.2
1973	86.6	35.4	116.6	230	168.2	42.3	114.8	90.9	208.7	83.7	99.9	56.8
1974	68.6	259.2	168.2	139.5	234.9	204.8	75.4	15.7	209.3	189.4	163.1	157.1
1975	50.2	206.2	251.8	121.1	189.3	141.1	123.6	80.2	51.5	117.3	145.1	45.8
1976	81.2	81.9	81.5	103.1	148	39	23.9	18.6	49.5	104.6	138.8	82.4
1977	135.6	73.3	169.9	80.6	82.1	69.8	29.3	46.9	112.7	122.7	52.5	86
1978	62.9	65.9	64.9	125.2	44.9	57	16.4		37.1	22.7	556.6	118.2
1979	8.5	27.5	158.4	140.6	172.2	30.3	4.4	55.9	151.4	71.2	28.5	46.2
1980	31.1	51.2	29.9	75.3	116.7	43.8	12.5	38.3	35.3	167.3	82.2	49.2
1981	47.8	78.7	61	104.4	58.8	61.8	74.9	124.1	48.9	90.4	47.8	137.1
1982	121.8	120.5	46.4	128.3	161.1	21.7	32.4	2.4	84.2	167.1	165.9	107
1983	128.6	174.3	103.3	139.9	134.7	109.5	48.9	45.8	50	71	104.6	114.4
1984	78.8	274.9	311	300.7	253.8	86.1	81.2	30.2	129.3	194.7	149.9	149.9
1985	62.9	0.9	6.8	59.7	54.1	43.8	37.3	40.7	55.3	70.4	64.9	87.9
1986		45.8	127.2	164				18.6	95.5		69.9	95.6
1987	98.8	37	117.7	61.7			74	321	102.9		14.5	36.5
1988	127.3	105.5	106.7		59.5	128.7	233	128	137.6		141.4	116.9
1989	119.2	149.6	114	134.7	95.9	49.8	64	87.2	103.4	297.4	52.1	22.8
1990	72.9	85.3	96.7	213.5	138.8	64.7	60.8	22.4	27.2	217	21.1	39.2
1991	42.1	140.7	91	125.4	52.6	83.8	13.1	2	29.9		121	113.5
1992	38.9	82.1	108.9	56.3	61.4	13.7		3.1	55.7	87.2	60	87.5

MEDIA
MAXIMA
MINIMA

84.8	108.4	128.5	129.5	116.9	74.9	55.9	52.5	82.7	123.1	113.3	91.2
176.8	274.9	311	300.7	253.8	204.8	233	321	209.3	297.4	556.6	224.8
8.5	0.9	6.8	53.4	30.1	13.7	4.4	2	27.2	22.7	14.5	27.3

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
RELLENO DE DATOS

PRECIPITACIÓN MENSUAL(mm)

ESTACIÓN: COTOPAXI-MINITRAK

CÓDIGO: M120

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUB	NOVIEMB	DICIEMB	SUMA	MEDIA
1962	97.6	65.8	179.3	106.4	113.8	92	32.4	24.3	28.2	70.8	108.9	37.8	957.3	79.8
1963	97.1	131.7	154.3	210	62.9	70.5	96.9	8.7	27.6	82.3	143.7	108.7	1094.4	91.2
1964	28.2	46.9	59.6	207	86.6	139.7	61.7	91.7	61.7	94.6	110.7	63.1	1051.5	87.6
1965	18.1	55.7	135.5	176.1	132.7	64.1	23.7	34.8	150.7	130.9	156.6	106.1	1185.0	98.8
1966	176.8	77.4	137.6	106.4	123.4	86.2	44	25	103.2	101.2	78.6	89.7	1149.5	95.8
1967	99.4	179.5	105.5	53.4	103.2	86.3	52.2	18.5	28.5	167.3	83	27.3	1004.1	83.7
1968	135.1	89.2	118.4	99.4	30.1	45.5	44.4	35	56.7	132.5	52.5	67	905.8	75.5
1969	72.5	112.8	107	139	86	117	55.3	21	77.3	58.2	113	224.8	1183.9	98.7
1970	116.1	150.8	110	202.1	200.8	69.8	38.8	41	101.3	60.7	119.5	101.6	1312.5	109.4
1971	112	199.9	297.9	107.9	74.9	67.9	31.1	26.4	122.4	283.3	121.7	86.8	1532.2	127.7
1972	126.1	153.5	245.2	72.1	147.7	42.3	20.8	75.4	32.1	32.8	180.7	96.2	1224.9	102.1
1973	86.6	35.4	116.6	230	168.2	42.3	114.8	90.9	208.7	83.7	99.9	56.8	1333.9	111.2
1974	68.6	259.2	168.2	139.5	234.9	204.8	75.4	15.7	209.3	189.4	163.1	157.1	1885.2	157.1
1975	50.2	206.2	251.8	121.1	189.3	141.1	123.6	80.2	51.5	117.3	145.1	45.8	1523.2	126.9
1976	81.2	81.9	81.5	103.1	148	39	23.9	18.6	49.5	104.6	138.8	82.4	952.5	79.4
1977	135.6	73.3	169.9	80.6	82.1	69.8	29.3	46.9	112.7	122.7	52.5	86	1061.4	88.5
1978	62.9	65.9	64.9	125.2	44.9	57	16.4	39.1	37.1	22.7	556.6	118.2	1210.9	100.9
1979	8.5	27.5	158.4	140.6	172.2	30.3	4.4	55.9	151.4	71.2	28.5	46.2	895.1	74.6
1980	31.1	51.2	29.9	75.3	116.7	43.8	12.5	38.3	35.3	167.3	82.2	49.2	732.8	61.1
1981	47.8	78.7	61	104.4	58.8	61.8	74.9	124.1	48.9	90.4	47.8	137.1	935.7	78.0
1982	121.8	120.5	46.4	128.3	161.1	21.7	32.4	2.4	84.2	167.1	165.9	107	1158.8	96.6
1983	128.6	174.3	103.3	139.9	134.7	109.5	48.9	45.8	50	71	104.6	114.4	1225.0	102.1
1984	78.8	274.9	311	300.7	253.8	86.1	81.2	30.2	129.3	194.7	128.5	149.9	2019.1	168.3
1985	62.9	0.9	6.8	59.7	102.9	43.8	37.3	40.7	55.3	70.4	64.9	87.9	633.5	52.8
1986	73.9	45.8	127.2	164	54.1	48.8	44.675	18.6	95.5	213.8	69.9	95.6	1051.8	87.7
1987	98.8	37	117.7	61.7	117.1	21.1	74	321	102.9	92.2	14.5	36.5	1094.5	91.2
1988	127.3	105.5	106.7	90.7	59.5	128.7	233	128	137.6	167.15	141.4	116.9	1542.4	128.5
1989	119.2	149.6	114	134.7	95.9	49.8	64.0	87.2	103.4	297.4	52.1	22.8	350.8	116.9
1990	72.9	85.3	96.7	213.5	138.8	64.7	60.8	22.4	27.2	217	21.1	39.2	1059.6	88.3
1991	42.1	140.7	91	125.4	52.6	83.8	13.1	2	29.9	113.8	121	113.5	928.9	77.4
1992	38.9	82.1	108.9	56.3	61.4	13.7	26.6	3.1	55.7	87.2	60	87.5	681.4	56.8
MEDIA	83.2	108.4	128.5	128.0	117.1	73.1	54.3	52.0	82.1	120.4	115.8	91.2	1154.1	91.2
MAXIMA	176.8	274.9	311	300.7	253.8	204.8	233	321	209.3	283.3	556.6	224.8	3350	3350
MINIMA	8.5	0.9	6.8	53.4	30.1	13.7	4.4	2	27.2	22.7	14.5	27.3	211.5	211.5

PRECIPITACION MEDIA	96.6
---------------------	------

DATO RELLENADO CON EL PROMEDIO DE LOS VALORES CIRCUNDANTES
 DATOS RELLENADOS CON EL PROMEDIO DE LOS DATOS DEL MES
 DATOS RELLENADOS CON CORRELACION ENTRE ESTACIONES
 DATOS RELLENADOS CON EL PROMEDIO DE LOS VALORES CIRCUNDANTES RELLENOS

NOTA M120=1.1616*M371+2.639 PARA EL AÑO 1986 R² = 0.82
 M120=1.4773*M371+16.95 PARA EL AÑO 1987 R² = 0.83
 M120=0.9045*M371+18.87 PARA EL AÑO 1992 R² = 0.81

**PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
RELLENO DE DATOS**

CÓDIGO: M371

PRECIPITACIÓN MENSUAL (mm)

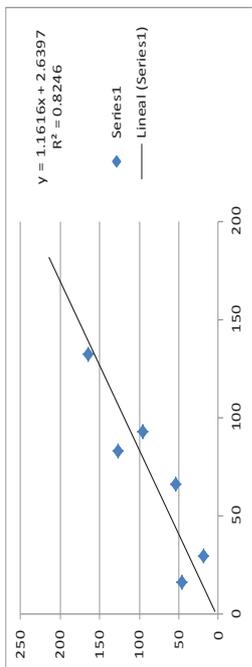
ESTACIÓN: PASTOCALLE

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUB	NOVIEMB	DICIEMB
1962												
1963	8.4	32	51.2	96.7	23	15.8	27	6.5	6.8	45.4	82.3	36.2
1964	42.5	34.8	45.2	148.4	85.4	90	56	48	26.3	51.7	49.3	41.8
1965	27.6	33.4	64.1	73.4	37.6	6.2	1.5	10.9	57.2	89.5	89.7	52
1966	55.3	103.6	61	20.1	71.9	44.2	10	35.5	51	68.1	41.7	68.5
1967	67.8	70.6	104.1	64.8	15.7	42.2	23.1	5.3	10.7	70.6	29.1	18
1968	35	60.6	113.5	112.1	81	45.2	11.5	19.3	65.6	116.7	38.8	34.3
1969	101	205.3	44.2	39.7	140.4	87.6	1.7	32.4	51.9	172.4	149.9	109.2
1970	83.8	149.6	240.3	71.3	69.8	32.8	13.3	22.4	48.4	42	111.4	65.3
1971	84.5	82.9	143.8	57.1	145.5	43.5	13.4	33.8	60.5	120.2	102.1	86.5
1972	8.2	43.1	97.5	145.6	145.5	121.3	135	98.7	250.5	187.2	214.3	227.9
1973	182.9	239.4	278.5	264.9	87	118.8	67.3	148.2	182.9	122.4	214.3	234.6
1974	146.5	333.9	445.3	754.2	124.1	70.5	177.6	92.9	117.4	117.4	116.3	103.5
1975	105.4	89.7	90.9	31.2	84.4	17.8	9	3.7	44.9	54.7	59.8	45.1
1976	81.9	43.3	93.6	54	18	44.9	14.6	34.9	75.1	36.5	14.8	72.2
1977	40.9	48.8	42.4	86.9	106.7	6.5	22.9	1.3	35.5	9.5	35.2	72.1
1978	54.9	23.5	95.5	88	90.4	26.9	12.6	36.6	133.4	15.3	30	73.2
1979	33.8	137.6	56.4	118.8	23.4	12.8	14.8	23.8	55.2	133.2	82.9	99.2
1980	28.1	90.3	171.8	132	23.6	40	61	84	15.6	98.4	101.9	138.8
1981	155.9	102	76.2	90	192.1	50.1	18.1	7.2	47.6	152.5	102	252.9
1982	101.5	131.2	118.1	194.3	138.3	36.3	25.8	1.2	24.3	63.1	36.6	186.9
1983	33.9	335.1	298.1	107.6	143	47.3	44.3	61.0	154.8	78.6	99.4	
1984	31.3	96.2	2	35.5	53.3	9.4	31.5	43.6	43.6	90.5	44.9	
1985	104.6	16.2	83.5	132.5	66.3	39.7	1.7	29.5	39	181.8	89.8	93.4
1986	55.6	14.5			75.2	2.8		33.6	38.2	50.9	14	9
1987												
1988												
1989												
1990	35.4	32.9	109.1	67.1	35.7	75.6	21	8.6	70	106.2	8.3	32.8
1991	34.9	45.9	60.1	113.2	63.5	27.2	40.4	4	33.7	127	54.2	49.7
1992	10.2	88.5	123	85.5	69.2	36.8	26.5	21.4	46.9	44.3	53.1	147.5
			96.1	117.9	56.9	5.2	8.5	6.4	26.4	40.3	36.3	51.5
MEDIA	65.9	101.8	122.6	138.0	80.2	32.3	33.1	29.0	55.3	82.4	57.6	95.2
MÁXIMA	155.9	335.1	445.3	754.2	192.1	75.6	177.6	92.9	154.8	181.8	116.3	252.9
MÍNIMA	10.2	14.5	2	31.2	18	2.8	1.7	1.2	15.6	9.5	8.3	9

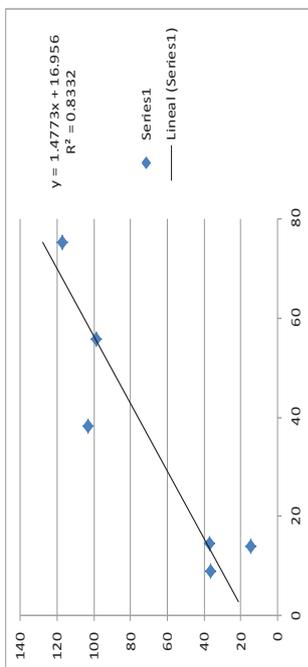
DATO RELLENADO CON EL PROMEDIO DE LOS VALORES CIRCUNDANTES

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
 TABLA DE LAS CORRELACIONES UTILIZADAS PARA LOS DATOS FALTANTES

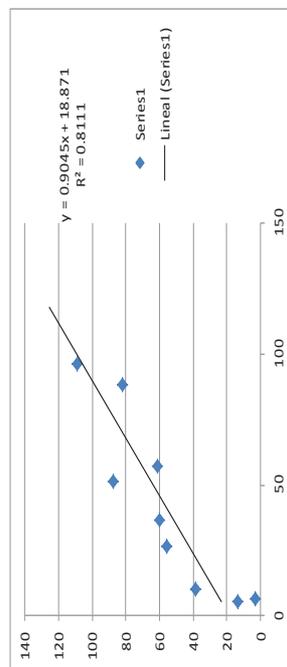
	1986	
	PASTOCALLE	COTOPAXI
	M371	M120
ENERO	104.6	
FEBRERO	16.2	45.8
MARZO	83.5	127.2
ABRIL	132.5	164
MAYO	66.3	54.1
JUNIO	39.7	
JULIO	1.7	
AGOSTO	29.475	18.6
SEPTIEMBRE	39	
OCTUBRE	181.8	
NOVIEMBRE	89.8	95.6
DICIEMBRE	93.4	84.2



	1987	
	PASTOCALLE	COTOPAXI
	M371	M120
ENERO	55.6	98.8
FEBRERO	14.5	37
MARZO		117.7
ABRIL	75.2	61.7
MAYO	2.8	117.1051724
JUNIO		74
AGOSTO	33.6	
SEPTIEMBRE	38.2	102.9
OCTUBRE	50.9	
NOVIEMBRE	14	14.5
DICIEMBRE	9	36.5
	32.6	73.4



	1992	
	PASTOCALLE	COTOPAXI
	M371	M120
ENERO	10.2	38.9
FEBRERO	88.5	82.1
MARZO	96.1	108.9
ABRIL	117.9	61.4
MAYO	56.9	13.7
JUNIO	5.2	
JULIO	8.5	3.1
AGOSTO	6.4	55.7
SEPTIEMBRE	26.4	60
OCTUBRE	40.3	
NOVIEMBRE	36.3	87.5
DICIEMBRE	51.5	56.8
	45.4	



	1986	
	PASTOCALLE	COTOPAXI
	M371	M120
ENERO	104.6	124.1
FEBRERO	16.2	21.5
MARZO	83.5	99.6
ABRIL	132.5	156.6
MAYO	66.3	79.7
JUNIO	39.7	48.8
JULIO	1.7	4.6
AGOSTO	29.475	36.9
SEPTIEMBRE	39	47.9
OCTUBRE	181.8	213.8
NOVIEMBRE	89.8	107.0
DICIEMBRE	93.4	111.1

	1987	
	PASTOCALLE	COTOPAXI
	M371	M120
ENERO	55.6	99.1
FEBRERO	14.5	38.4
MARZO		
ABRIL	75.2	128.0
MAYO	2.8	21.1
JUNIO		
JULIO		
AGOSTO	33.6	66.6
SEPTIEMBRE	38.2	73.4
OCTUBRE	50.9	92.2
NOVIEMBRE	14	37.6
DICIEMBRE	9	30.3

	1992	
	PASTOCALLE	COTOPAXI
	M371	M120
ENERO	10.2	28.1
FEBRERO	88.5	98.9
MARZO	96.1	105.8
ABRIL	117.9	125.5
MAYO	56.9	70.3
JUNIO	5.2	23.6
JULIO	8.5	26.6
AGOSTO	6.4	24.7
SEPTIEMBRE	26.4	42.7
OCTUBRE	40.3	55.3
NOVIEMBRE	36.3	51.7
DICIEMBRE	51.5	65.5

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
DATOS FINALES

CÓDIGO: M120

ACIÓN MENSUAL(mm)

N: COTOPAXI-MINITRAK

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	SUMA	MEDIA
	97.6	65.8	179.3	106.4	113.8	92.0	32.4	24.3	28.2	70.8	108.9	37.8	957.3	79.8
	97.1	131.7	154.3	110.0	62.9	70.5	96.9	8.7	27.6	82.3	143.7	108.7	1094.4	91.2
	28.2	46.9	59.6	207.0	86.6	139.7	61.7	91.7	61.7	94.6	110.7	63.1	1051.5	87.6
	18.1	55.7	135.5	176.1	132.7	64.1	23.7	34.8	150.7	130.9	156.6	106.1	1185.0	98.8
	176.8	77.4	137.6	106.4	123.4	86.2	44.0	25.0	103.2	101.2	78.6	89.7	1149.5	95.8
	99.4	179.5	105.5	53.4	103.2	86.3	52.2	18.5	28.5	167.3	83.0	27.3	1004.1	83.7
	135.1	89.2	118.4	99.4	30.1	45.5	44.4	35.0	56.7	132.5	52.5	67.0	905.8	75.5
	72.5	112.8	107.0	139.0	86.0	117.0	55.3	21.0	77.3	58.2	113.0	224.8	1183.9	98.7
	116.1	150.8	110.0	202.1	200.8	69.8	38.8	41.0	101.3	60.7	119.5	101.6	1312.5	109.4
	112.0	199.9	297.9	107.9	74.9	67.9	31.1	26.4	122.4	283.3	121.7	86.8	1532.2	127.7
	126.1	153.5	245.2	72.1	147.7	42.3	20.8	75.4	32.1	32.8	180.7	96.2	1224.9	102.1
	86.6	35.4	116.6	230.0	168.2	42.3	114.8	90.9	208.7	83.7	99.9	56.8	1333.9	111.2
	68.6	259.2	168.2	139.5	234.9	204.8	75.4	15.7	209.3	189.4	163.1	157.1	1885.2	157.1
	50.2	206.2	251.8	121.1	189.3	141.1	123.6	80.2	51.5	117.3	145.1	45.8	1523.2	126.9
	81.2	81.9	81.5	103.1	148.0	39.0	23.9	18.6	49.5	104.6	138.8	82.4	952.5	79.4
	135.6	73.3	169.9	80.6	82.1	69.8	29.3	46.9	112.7	122.7	52.5	86.0	1061.4	88.5
	62.9	65.9	64.9	125.2	44.9	57.0	16.4	39.1	37.1	22.7	556.6	118.2	1210.9	100.9
	8.5	27.5	158.4	140.6	172.2	30.3	4.4	55.9	151.4	71.2	28.5	46.2	895.1	74.6
	31.1	51.2	29.9	75.3	116.7	43.8	12.5	38.3	35.3	167.3	82.2	49.2	732.8	61.1
	47.8	78.7	61.0	104.4	58.8	61.8	74.9	124.1	48.9	90.4	47.8	137.1	935.7	78.0
	121.8	120.5	46.4	128.3	161.1	21.7	32.4	2.4	84.2	167.1	165.9	107.0	1158.8	96.6
	128.6	174.3	103.3	139.9	134.7	109.5	48.9	45.8	50.0	71.0	104.6	114.4	1225.0	102.1
	78.8	274.9	311.0	300.7	253.8	86.1	81.2	30.2	129.3	194.7	128.5	149.9	2019.1	168.3
	62.9	0.9	6.8	59.7	102.9	43.8	37.3	40.7	55.3	70.4	64.9	87.9	633.5	52.8
	73.9	45.8	127.2	164.0	54.1	48.8	44.7	18.6	95.5	213.8	69.9	95.6	1051.8	87.7
	98.8	37.0	117.7	61.7	117.1	21.1	74.0	321.0	102.9	92.2	14.5	36.5	1094.5	91.2
	127.3	105.5	106.7	90.7	59.5	128.7	233.0	128.0	137.6	167.2	141.4	116.9	1542.4	128.5
	119.2	149.6	114.0	134.7	95.9	49.8	64.0	87.2	103.4	297.4	52.1	22.8	350.8	116.9
	72.9	85.3	96.7	213.5	138.8	64.7	60.8	22.4	27.2	217.0	21.1	39.2	1059.6	88.3
	42.1	140.7	91.0	125.4	52.6	83.8	13.1	2.0	29.9	113.8	121.0	113.5	928.9	77.4
	38.9	82.1	108.9	56.3	61.4	13.7	26.6	3.1	55.7	87.2	60.0	87.5	681.4	56.8
	83.2	108.4	128.5	128.0	117.1	73.1	54.3	52.0	82.1	120.4	115.8	91.2	1125.1	96.6
	176.8	274.9	311.0	300.7	253.8	204.8	233.0	321.0	209.3	283.3	556.6	224.8	2019.1	168.3
	8.5	0.9	6.8	53.4	30.1	13.7	4.4	2.0	27.2	22.7	14.5	27.3	350.8	52.8
	2497.5	3359.1	3982.2	3839.8	3513.2	2193.1	1628.5	1612.9	2461.7	3578.2	3475.2	2736.3	34877.6	2994.2

ANEXO No 6
PARÁMETROS FÍSICOS
DE LA CUENCA
CUTUCHI A.J.
YANAYACU

PROYECTO DE RIEGO ALUMIS BAJO
PARÁMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA DEL RÍO CUTUCHI A.J. YANAYACU

1. AREA DE LA CUENCA

$$A = 2003.6 \text{ km}^2$$

2. PERIMETRO DE LA CUENCA

$$P = 210.87 \text{ Km}$$

3. LONGITUD

$$L = 62.34 \text{ Km}$$

$$L_{\text{cauces}} = 2590 \text{ Km}$$

$$L_T = 51.86 \text{ Km}$$

LONGITUD DEL RÍO PRINCIPAL

LONGITUD TOTAL DE LAS CORRIENTES DE AGUA

LONGITUD EN LÍNEA RECTA DEL RÍO PRINCIPAL

4. FORMA DE LA CUENCA

COEFICIENTE DE COMPACIDAD (Kc)

$$k_c = 0.28 \frac{P}{A^{1/2}}$$

$$Kc = 1.32$$

FACTOR DE FORMA

$$k_f = \frac{A}{L^2}$$

$$kf = 0.52$$

5. DENSIDAD DE DRENAJE

$$D_d = \frac{L_{\text{cauces}}}{A} \text{ en km/km}^2$$

$$Dd = 1.29 \text{ km/km}^2$$

6. SINUOSIDAD DE LA CORRIENTE

$$S = \frac{L}{L_T} \text{ valor adimensional}$$

$$S = 1.20$$

7. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

$$S_c = \frac{\sum(D_i * L_i)}{A_{\text{total}}} * 100$$

$$D = 40 \text{ m}$$

$$D = 0.04 \text{ km}$$

$$S_c = 24.88 \%$$

8. CURVA HIPSOMÉTRICA

Cota(m)	Cota media(m)	Li(Km)	Área (m ²)	ΣÁrea (km ²)	ΣÁrea Acum.(km ²)	(hixAi)
5880						
a	5860	0.241	14809.46	0.015	0.00001	86.78
5840						
a	5820	1.616	89836.53	0.105	0.00005	522.85
5800						
a	5780	2.386	135699.55	0.240	0.00011	784.34
5760						
a	5740	1.880	101723.38	0.342	0.00016	583.89
5720						
a	5700	1.835	91226.82	0.433	0.00021	519.99
5680						
a	5660	1.844	114011.85	0.547	0.00026	645.31
5640						
a	5620	1.961	1175596.66	1.723	0.00082	6606.85
5600						
a	5580	2.133	93040.22	1.816	0.00086	519.16
5560						
a	5540	2.281	107328.76	1.923	0.00091	594.60
5520						
a	5500	2.412	114026.98	2.037	0.00097	627.15
5480						
a	5460	2.520	117041.73	2.154	0.00102	639.05
5440						
a	5420	2.639	138533.88	2.293	0.00109	750.85
5400						
a	5380	2.807	187277.75	2.480	0.00118	1007.55
5360						
a	5340	3.038	278062.87	2.758	0.00131	1484.86
5320						
a	5300	3.298	286042.69	3.044	0.00145	1516.03
5280						
a	5260	3.567	316067.53	3.360	0.00160	1662.52
5240						

8. CONTINUACIÓN

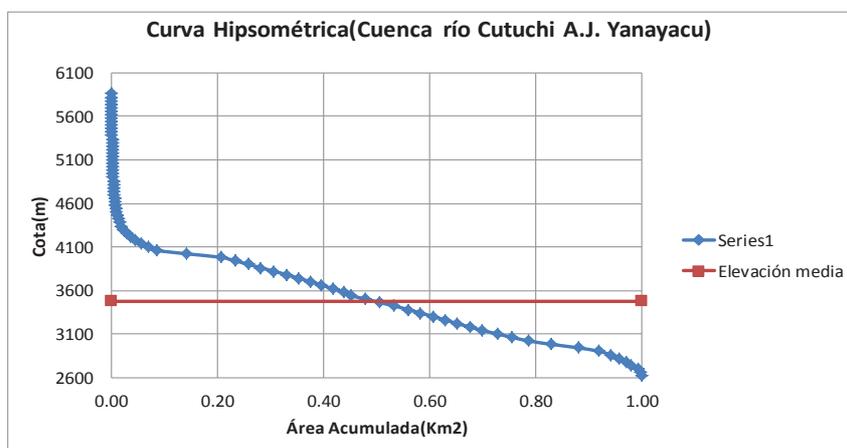
Cota(m)	Cota media(m)	Li(Km)	Área (m ²)	ΣÁrea (km ²)	ΣÁrea Acum.(km ²)	(hixAi)
a	5220	3.880	369669.39	3.730	0.00177	1929.67
5200	5180	4.165	346569.41	4.077	0.00194	1795.23
a	5160	4.401	363215.25	4.440	0.00211	1866.93
5120	5100	4.666	412232.81	4.852	0.00230	2102.39
a	5080	4.982	427377.79	5.279	0.00251	2162.53
5040	5020	5.330	419759.03	5.699	0.00271	2107.19
a	5000	5.643	467950.54	6.167	0.00293	2330.39
4960	4940	5.954	466337.4	6.633	0.00315	2303.71
a	4920	6.477	519740.26	7.153	0.00340	2546.73
4880	4860	7.155	586737.17	7.740	0.00368	2851.54
a	4840	8.591	702876.93	8.443	0.00401	3387.87
4800	4780	10.564	903125.82	9.346	0.00444	4316.94
a	4760	12.532	982546.88	10.328	0.00491	4657.27
4720	4700	14.331	1489477.078	11.818	0.00561	7000.54
a	4680	15.800	1352724.69	13.171	0.00625	6303.70
4640	4620	17.239	1483142.56	14.654	0.00696	6852.12
a	4600	19.785	1606471.315	16.260	0.00772	7357.64
4560	4540	22.153	1897801.08	18.158	0.00862	8616.02
a	4520	24.366	1996015.2	20.154	0.00957	8982.07
4480	4460	29.762	2367584.588	22.522	0.01070	10559.43
a	4440	42.557	3672612.631	26.194	0.01244	16232.95
4400	4380	59.134	5269581.538	31.464	0.01494	23080.77
a	4360	77.152	7835432.117	39.299	0.01866	34005.78
4320	4300	97.420	9805990.956	49.105	0.02332	42165.76
a	4280	120.085	11850337.14	60.956	0.02895	50482.44
4240	4220	151.928	15481524.78	76.437	0.03630	65332.03
a	4200	185.350	19184231.73	95.621	0.04541	80190.09
4160	4140	217.871	22953906.93	118.575	0.05631	95029.17
a	4120	250.825	27367186.85	145.942	0.06931	112205.47
4080	4060	290.336	33724558.13	179.667	0.08532	136921.71
a	4040	342.125	120235826.5	299.903	0.14242	483348.02
4000	3980	377.025	135170976.6	435.074	0.20662	537980.49
a	3960	385.096	55550332.87	490.624	0.23300	218868.31
3920	3900	386.273	52666911.88	543.291	0.25801	205400.96
a	3880	388.524	49517451.33	592.809	0.28153	191137.36
3840	3820	393.069	52107212.2	644.916	0.30627	199049.55
a	3800	386.781	51735277.33	696.651	0.33084	195559.35
3760	3740	375.050	45945022.33	742.596	0.35266	171834.38
a	3720	374.745	47142787.21	789.739	0.37505	174428.31
3680	3660	371.302	45523223.11	835.262	0.39667	166615.00
a	3640	369.506	43311364.98	878.573	0.41724	156787.14
3600	3580	376.091	44545132.89	923.119	0.43839	159471.58
a	3560	387.676	27592536.79	950.711	0.45149	97677.58
3520	3500	369.655	59138705.6	1009.850	0.47958	206985.47

8. CONTINUACIÓN

Cota(m)	Cota media(m)	Li(Km)	Área (m ²)	ΣÁrea (km ²)	ΣÁrea Acum.(km ²)	(hixAi)
3480						
a	3460	385.391	55921079.3	1065.771	0.506	193486.935
3440						
a	3420	425.295	58074085.9	1123.845	0.534	198613.374
3400						
a	3380	414.982	54010305.2	1177.855	0.559	182554.832
3360						
a	3340	406.401	49469707.1	1227.325	0.583	165228.822
3320						
a	3300	396.500	49918054.3	1277.243	0.607	164729.579
3280						
a	3260	383.585	47335812.2	1324.579	0.629	154314.748
3240						
a	3220	370.219	47365263.3	1371.944	0.652	152516.148
3200						
a	3180	339.969	50428680.6	1422.373	0.675	160363.204
3160						
a	3140	297.169	50545098.8	1472.918	0.699	158711.610
3120						
a	3100	277.022	58261136.2	1531.179	0.727	180609.522
3080						
a	3060	252.808	60475363.8	1591.654	0.756	185054.613
3040						
a	3020	219.029	62928623.7	1654.583	0.786	190044.444
3000						
a	2980	213.440	91663662.8	1746.247	0.829	273157.715
2960						
a	2940	230.291	106687916.9	1852.935	0.880	313662.476
2920						
a	2900	222.668	82914568.1	1935.849	0.919	240452.248
2880						
a	2860	173.666	45814909.1	1981.664	0.941	131030.640
2840						
a	2820	133.970	33176795.2	2014.841	0.957	93558.563
2800						
a	2780	102.557	27398596.2	2042.239	0.970	76168.097
2760						
a	2740	75.483	22031095.9	2064.271	0.980	60365.203
2720						
a	2700	57.985	25951376.0	2090.222	0.993	70068.715
2680						
a	2660	33.537	13166973.5	2103.389	0.999	35024.150
2640						
a	2620	9.702	2311138.6	2105.700	1.000	6055.183
2600						
S		12461.483	2105.7			

9. CURVA HIPSOMÉTRICA

COTA MEDIA(m)	ΣÁrea (km ²)
5860	0.000007
5820	0.000050
5780	0.000114
5740	0.000162
5700	0.000206
5660	0.000260
5620	0.000818
5580	0.000862
5540	0.000913
5500	0.000968
5460	0.001023
5420	0.001089
5380	0.001178
5340	0.001310
5300	0.001446
5260	0.001596
5220	0.001771
5180	0.001936
5140	0.002108
5100	0.002304
5060	0.002507
5020	0.002707
4980	0.002929
4940	0.003150
4900	0.003397
4860	0.003676



9. CURVA HIPSOMÉTRICA

COTA MEDIA(m)	Σ Area (km ²)
4820	0.0040
4780	0.0044
4740	0.0049
4700	0.0056
4660	0.0063
4620	0.0070
4580	0.0077
4540	0.0086
4500	0.0096
4460	0.0107
4420	0.0124
4380	0.0149
4340	0.0187
4300	0.0233
4260	0.0289
4220	0.0363
4180	0.0454
4140	0.0563
4100	0.0693
4060	0.0853
4020	0.1424
3980	0.2066
3940	0.2330
3900	0.2580
3860	0.2815
3820	0.3063
3780	0.3308
3740	0.3527
3700	0.3750
3660	0.3967
3620	0.4172
3580	0.4384
3540	0.4515
3500	0.4796
3460	0.5061
3420	0.5337
3380	0.5594
3340	0.5829
3300	0.6066
3260	0.6290
3220	0.6515
3180	0.6755
3140	0.6995
3100	0.7272
3060	0.7559
3020	0.7858
2980	0.8293
2940	0.8800
2900	0.9193
2860	0.9411
2820	0.9569
2780	0.9699
2740	0.9803
2700	0.9926
2660	0.9989
2620	1.0000

10. ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

$\Sigma (h_i \cdot A_i)$	3395781.35
Hm	1612.66

11. Pendiente Cauce Principal

Cota Superior(m.s.n.m.) = 4060
 Cota Inferior(m.s.n.m.) = 2600

Scp(%) = 2.34

ANEXO No 7
VALORES
PLUVIOMETRICOS

**PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
DATOS FINALES**

CÓDIGO: M004

PRECIPITACIÓN MENSUAL(mm)

ESTACIÓN: SALCEDO

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1965	13.4	28.7	42.8	127.1	49.1	12.4	7.6	7.9	20.8	58.3	68.1	28.5	464.7	38.7
1966	46.9	46.3	66.5	38.6	27.9	38.3	19.6	18.5	39.2	35.8	66	137.5	581.1	48.4
1967	25.9	38.6	44.7	28.8	15	47.1	27.8	14.5	5.8	91.7	47.1	6.7	393.7	32.8
1968	56.6	74.6	86.8	37.5	10.4	75.7	23.4	10.9	35.2	83.1	57.7	24.3	576.2	48.0
1969	30.8	33.7	43.6	65.6	32.2	44.5	6.9	20	56.1	84.4	80	44.6	542.4	45.2
1970	39.2	73.7	23.5	39.1	103.8	35.7	12.4	20.5	42.3	55.5	53.2	35.7	534.6	44.5
1971	38.1	56.6	112.3	68.4	19.1	32.3	16.7	29.7	30.3	51.5	58.5	24	537.5	44.8
1972	68	103.9	64.5	52.8	40	62.8	21.6	20	20.5	26.8	87.3	27.3	595.5	49.6
1973	21.8	26.1	77.3	139.1	29.3	22.5	60.2	23.2	66.7	26.1	18.4	49.3	560.0	46.7
1974	38.6	60.4	79.3	75.7	48.5	38.4	37.6	4.1	77.8	116.4	65.1	65.5	707.4	59.0
1975	22.2	81.9	48.5	34.1	64.4	53.6	104.4	46.6	29.8	114.2	35	56.2	690.9	57.6
1976	34.4	38.2	42.6	59.2	43.4	36.7	24.3	20.5	42.3	55.5	53.2	51.0	501.3	41.8
1977	30	29.1	43.6	67.8	14.2	23.6	9.1	32	75.8	45.3	27.6	73.3	471.4	39.3
1978	8.5	24	86.8	59.5	36.3	20.3	37.1	8.8	30.8	11.6	28.1	48.4	400.2	33.4
1979	51.6	19.3	73.1	93.2	55	13.3	16.2	41.9	48.7	9.9	34.1	6	462.3	38.5
1980	18.2	102.6	51	18.3	15.9	19	3.8	14.5	47.7	87.6	104.4	42.2	525.2	43.8
1981	8	34.9	66.1	41.6	60.3	5	19	30.3	9.7	38.1	9.5	40.3	362.8	30.2
1982	44.9	76.7	30.9	108.8	118.7	2.8	19.8	26.3	6.4	63.6	80.6	112.5	692.0	57.7
1983	45.2	27.1	81.8	67.7	77.2	8.4	6.2	9.5	26.6	44.4	17.3	99.3	510.7	42.6
1984	59	117.3	65.6	99.7	42.9	21.9	12.2	8.8	135.4	44.4	56.7	22.1	686.0	57.2
1985	76.5	8.6	13.6	67	70.2	20.8	12.5	21.6	40.7	20.9	69.2	77.2	498.8	41.6
Suma	777.8	1102.3	1244.9	1389.6	973.8	635.1	498.4	430.1	888.6	1165.1	1117.1	1071.9	11294.7	941.2
Media	37.0	52.5	59.3	66.2	46.4	30.2	23.7	20.5	42.3	55.5	53.2	51.0	537.8	44.8
Mínima	8	8.6	13.6	18.3	10.4	2.8	3.8	4.1	5.8	9.9	9.5	6	362.8	30.2
Máxima	76.5	117.3	112.3	139.1	118.7	75.7	104.4	46.6	135.4	116.4	104.4	137.5	707.4	59.0

	MENSUAL	ANUAL
PRECIPITACIÓN	44.8	44.8

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
DATOS FINALES

PRECIPITACIÓN MENSUAL(mm)

CÓDIGO: M064

ESTACIÓN: LATACUNGA

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1965	35.5	16.7	23.5	160.7	35.3	2	5.3	3.4	27.4	53.6	107.8	29	500.2	41.7
1966	15.7	35.5	72.6	36.8	44.6	28	17.6	13.2	44.2	87.2	53.2	63.4	512	42.7
1967	29.3	89.2	35.2	40	28.7	32.3	21.7	9.6	6.1	88.3	56.4	15.2	452	37.7
1968	39.1	62.3	88.8	28.9	5.9	44	9.4	33.7	31.5	49.4	54.5	36.4	483.9	40.3
1969	24.6	33.9	17.8	132.3	43.8	51.1	19.8	13.2	16.2	87.7	67	40.3	487.6	45.6
1970	34.1	72.3	24.7	62.4	88.6	24.9	5.5	8.3	6.7	63	49.9	23.7	464.1	38.7
1971	21.2	48.6	93.8	38.4	24.4	45.7	14.3	15.95	10.3	93.9	61.7	4.9	457.2	39.4
1972	107.6	63.9	48.7	27.6	12.9	8.2	19.13	30.9	8.9	16.7	51.1	31.2	407.7	35.6
1973	19.1	50.6	32.5	88.7	39.9	16.9	23.1	14.9	66.3	32.4	25.8	18.7	428.9	35.7
1974	17.3	96.9	93	73.3	55.7	29.3	36.8	1.6	69	94.4	88.3	35.3	690.9	57.6
1975	1.9	123.8	57.5	24.5	49.7	43.2	83.4	53.8	27	88.9	68.2	58.3	680.2	56.7
1976	26.7	39.5	95.5	72.4	63.5	33.8	15.1	6.4	16	55.2	47.1	49.9	521.1	43.4
1977	64.4	25	23.4	49	36.8	45.2	5.4	42.8	53.1	59.3	7.6	77.7	489.7	40.8
1978	10.2	28.3	54.7	82.5	51.8	15.9	34.1	2.6	46.4	5.6	35.7	66.2	434	36.2
1979	29.8	20.9	48.2	135	42.2	8.3	9.3	35.3	59.4	10.6	15.3	4	418.3	34.9
1980	27.4	108.8	39	72.1	19.7	13.4	0.4	3	20.8	109.1	87.2	18.5	519.4	43.3
1981	32.1	35	70.2	63.6	34.4	16.5	18	36	6.1	59.7	36.5	31.2	439.3	36.6
1982	61.3	57.7	61.3	95.6	115.2	0.9	22.2	5.6	7.1	67.9	93.4	95.6	683.8	57.0
1983	15.9	35.3	65.5	149.9	76.1	8.4	4.5	11.9	13.5	33.4	24.7	31.8	470.9	39.2
1984	35.4	93.6	88.6	59.5	39.8	17.8	18.3	7	69.4	64.1	61	23.7	578.2	48.2
1985	33.5	9.2	7.7	17.3	83.7	18.5	11.6	15.3	25.8	10.4	28.2	54.9	316.1	26.3
Suma	682.1	1147.0	1142.2	1510.5	992.7	504.3	394.9	364.5	631.2	1230.8	1120.6	809.9	10435.5	877.6
Media	32.5	54.6	54.4	71.9	47.3	24.0	18.8	17.4	30.1	58.6	53.4	38.6	496.9	41.8
Mínima	1.9	9.2	7.7	17.3	5.9	0.9	0.4	1.6	6.1	5.6	7.6	4.0	316.1	26.3
Máxima	107.6	123.8	95.5	160.7	115.2	51.1	83.4	53.8	69.4	109.1	107.8	95.6	690.9	57.6

	MENSUAL	ANUAL
PRECIPITACIÓN	41.8	41.8

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
DATOS FINALES

CÓDIGO: M371

PRECIPITACIÓN MENSUAL (mm)

ESTACIÓN: PASTOCALLE

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1965	42.50	34.80	45.20	148.40	85.40	6.20	1.50	10.90	57.20	89.50	89.70	52.00	663.30	55.28
1966	27.60	33.40	64.10	73.40	37.60	44.20	10.00	35.50	51.00	68.10	41.70	68.50	555.10	46.26
1967	55.30	103.60	61.00	20.10	71.90	42.20	23.10	5.30	10.70	70.60	29.10	18.00	510.90	42.58
1968	67.80	70.60	104.10	64.80	15.70	45.20	11.50	19.30	65.60	116.70	38.80	34.30	654.40	54.53
1969	35.00	60.60	113.50	112.10	81.00	87.60	1.70	32.40	51.90	172.40	149.90	109.20	1007.30	83.94
1970	101.00	205.30	44.20	39.70	140.40	32.80	13.30	22.40	48.40	42.00	111.40	65.30	866.20	72.18
1971	83.80	149.60	240.30	71.30	69.80	43.50	13.40	33.80	60.50	120.20	102.10	86.50	1074.80	89.57
1972	84.50	82.90	143.80	57.10	86.58	45.22	35.45	39.84	75.91	91.94	79.00	100.40	922.63	76.89
1973	8.20	43.10	97.50	145.60	145.50	121.30	135.00	98.70	250.50	187.20	177.10	227.90	1637.60	136.47
1974	182.90	239.40	278.50	264.90	87.00	118.80	67.30	148.20	182.90	122.40	214.30	234.60	2141.20	178.43
1975	146.50	333.90	445.30	754.20	124.10	70.50	177.60	92.90	109.50	117.40	116.30	103.50	2591.70	215.98
1976	105.40	89.70	90.90	31.20	84.40	17.80	9.00	3.70	44.90	54.70	59.80	45.10	636.60	53.05
1977	81.90	43.30	93.60	54.00	18.00	44.90	14.60	34.90	75.10	36.50	14.80	72.20	583.80	48.65
1978	40.90	48.80	42.40	86.90	106.70	6.50	22.90	1.30	35.50	9.50	35.20	72.10	508.70	42.39
1979	54.90	23.50	95.50	88.00	90.40	26.90	12.60	36.60	133.40	15.30	30.00	73.20	680.30	56.69
1980	33.80	137.60	56.40	118.80	23.40	12.80	14.80	23.80	55.20	133.20	82.90	99.20	791.90	65.99
1981	28.10	90.30	171.80	132.00	23.60	40.00	61.00	84.00	15.60	98.40	101.90	138.80	985.50	82.13
1982	155.90	102.00	76.20	90.00	192.10	50.10	18.10	7.20	47.60	152.50	102.00	252.90	1246.60	103.88
1983	101.50	131.20	118.10	194.30	138.30	36.30	25.80	1.20	24.30	63.10	36.60	186.90	1057.60	88.13
1984	33.90	335.10	298.10	107.60	143.00	47.30	44.30	61.00	154.80	78.60	99.40	106.35	1509.45	125.79
1985	31.30	117.90	2.00	35.50	53.30	9.40	31.50	43.60	43.60	90.50	44.90	107.80	611.30	50.94
SUMA	1502.70	2476.60	2682.50	2689.90	1818.18	949.52	744.45	836.54	1594.11	1930.74	1756.90	2254.75	21236.88	1769.74
MEDIA	71.56	117.93	127.74	128.09	86.58	45.22	35.45	39.84	75.91	91.94	83.66	107.37	1011.28	84.27
MÁXIMO	182.90	335.10	445.30	754.20	192.10	121.30	177.60	148.20	250.50	187.20	214.30	252.90	2591.70	215.98
MÍNIMO	8.20	23.50	2.00	20.10	15.70	6.20	1.50	1.20	10.70	9.50	14.80	18.00	508.70	42.39

	MENSUAL	ANUAL
PRECIPITACIÓN	84.3	84.3

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
DATOS FINALES

CÓDIGO: M120

PRECIPITACIÓN MENSUAL(mm)

ESTACIÓN: COTOPAXI-MINITRAK

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1965	18.10	55.70	135.50	176.10	132.70	64.10	23.70	34.80	150.70	130.90	156.60	106.10	1185.00	98.75
1966	176.80	77.40	137.60	106.40	123.40	86.20	44.00	25.00	103.20	101.20	78.60	89.70	1149.50	95.79
1967	99.40	179.50	105.50	53.40	103.20	86.30	52.20	18.50	28.50	167.30	83.00	27.30	1004.10	83.68
1968	135.10	89.20	118.40	99.40	30.10	45.50	44.40	35.00	56.70	132.50	52.50	67.00	905.80	75.48
1969	72.50	112.80	107.00	139.00	86.00	117.00	55.30	21.00	77.30	58.20	113.00	224.80	1183.90	98.66
1970	116.10	150.80	110.00	202.10	200.80	69.80	38.80	41.00	101.30	60.70	119.50	101.60	1312.50	109.38
1971	112.00	199.90	297.90	107.90	74.90	67.90	31.10	26.40	122.40	283.30	121.70	86.80	1532.20	127.68
1972	126.10	153.50	245.20	72.10	147.70	42.30	20.80	75.40	32.10	32.80	180.70	96.20	1224.90	102.08
1973	86.60	35.40	116.60	230.00	168.20	42.30	114.80	90.90	208.70	83.70	99.90	56.80	1333.90	111.16
1974	68.60	259.20	168.20	139.50	234.90	204.80	75.40	15.70	209.30	189.40	163.10	157.10	1885.20	157.10
1975	50.20	206.20	251.80	121.10	189.30	141.10	123.60	80.20	51.50	117.30	145.10	45.80	1523.20	126.93
1976	81.20	81.90	81.50	103.10	148.00	39.00	23.90	18.60	49.50	104.60	138.80	82.40	952.50	79.38
1977	135.60	73.30	169.90	80.60	82.10	69.80	29.30	46.90	112.70	122.70	52.50	86.00	1061.40	88.45
1978	62.90	65.90	64.90	125.20	44.90	57.00	16.40	39.10	37.10	22.70	556.60	118.20	1210.90	100.91
1979	8.50	27.50	158.40	140.60	172.20	30.30	4.40	55.90	151.40	71.20	28.50	46.20	895.10	74.59
1980	31.10	51.20	29.90	75.30	116.70	43.80	12.50	38.30	35.30	167.30	82.20	49.20	732.80	61.07
1981	47.80	78.70	61.00	104.40	58.80	61.80	74.90	124.10	48.90	90.40	47.80	137.10	935.70	77.98
1982	121.80	120.50	46.40	128.30	161.10	21.70	32.40	2.40	84.20	167.10	165.90	107.00	1158.80	96.57
1983	128.60	174.30	103.30	139.90	134.70	109.50	48.90	45.80	50.00	71.00	104.60	114.40	1225.00	102.08
1984	78.80	274.90	311.00	300.70	253.80	86.10	81.20	30.20	129.30	194.70	128.50	149.90	2019.10	168.26
1985	62.90	0.90	6.80	59.70	133.20	43.80	37.30	40.70	55.30	70.40	64.90	87.90	663.80	55.32
SUMA	1820.70	2468.70	2826.80	2704.80	2796.70	1530.10	985.30	905.90	1895.40	2439.40	2684.00	2037.50	25095.30	2091.28
MEDIA	86.70	117.56	134.61	128.80	133.18	72.86	46.92	43.14	90.26	116.16	127.81	97.02	1195.01	99.58
MÁXIMA	176.80	274.90	311.00	300.70	253.80	204.80	123.60	124.10	209.30	283.30	556.60	224.80	2019.10	168.26
MINIMA	8.50	0.90	6.80	53.40	30.10	21.70	4.40	2.40	28.50	22.70	28.50	27.30	663.80	55.32

	MENSUAL	ANUAL
PRECIPITACIÓN	99.6	99.6

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
DATOS FINALES

PRECIPITACIÓN MENSUAL (mm)

CÓDIGO: M365

ESTACIÓN: GUAYTACAMA

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1965	37.90	34.80	27.70	115.50	45.00	7.10	1.00	5.60	49.40	75.30	70.60	23.10	493.00	41.08
1966	28.40	40.50	57.10	73.80	61.80	44.20	17.50	13.90	60.10	88.80	70.60	46.20	602.90	50.24
1967	36.10	90.50	73.40	25.10	50.50	31.00	12.50	7.50	20.60	79.20	54.40	8.20	489.00	40.75
1968	44.10	31.00	117.00	31.90	5.60	37.30	8.80	16.90	27.70	81.10	36.10	19.60	457.10	38.09
1969	34.90	38.90	66.80	69.80	30.50	37.60	0.50	24.30	32.40	59.30	66.60		461.60	41.96
1970	54.20	202.70	46.50	62.20	54.90	5.60	5.00	1.90	52.70	94.30	63.10	47.00	690.10	57.51
1971	69.30	10.90	16.60	62.20	17.30	41.10	23.70	38.80	54.50	106.90	78.20	90.60	610.10	50.84
1972	102.40	80.40	62.30	45.50	31.50	39.70	0.30	32.00	46.40	33.80	57.30	8.20	539.80	44.98
1973	79.00	44.80	150.00	49.00	68.40	29.30	12.70	16.30	38.80	65.80	54.80	43.60	652.50	54.38
1975	42.10	69.70	41.60	32.50	56.40	87.10	45.40	16.30	38.80	65.80	54.80	43.60	594.10	49.51
1976	49.90	46.40	85.20	51.90	41.40	26.10	6.70	2.30	35.00	43.30	51.70	46.10	486.00	40.50
1977	51.80	9.00	65.60	36.10	7.10	67.00	4.90	23.50	61.00	36.50	37.70	46.50	446.70	37.23
1978	13.60	55.70	46.60	81.70	49.10	21.10	31.40	8.30	47.50	13.80	16.60	50.10	435.50	36.29
1979	29.70	39.20	59.80	121.30	62.20	23.70	21.30	41.20	52.40	10.60	23.40	10.70	495.50	41.29
1980	66.90	48.70	53.10	43.90	22.80	13.80	5.20	5.10	25.00	97.30	115.10	52.10	549.00	45.75
1981	24.20	58.20	123.20	123.40	52.50	41.70	26.80	35.80	7.20	102.00	38.70	46.70	680.40	56.70
1982	80.70	47.50	30.60	60.60	70.80	0.60	12.90	10.50	16.10	121.60	92.30	106.30	650.50	54.21
1983	30.40	7.30	51.70	113.20	82.20	9.50	5.40	10.30	11.20	57.80	26.80	67.40	473.20	39.43
1984	20.00	137.10	135.80	100.10	60.50	18.80	9.70	6.60	83.60	64.60	60.10	54.20	751.10	62.59
1985	13.80	0.60	2.10	24.70	50.30	4.30	3.20	8.00	15.30	18.70	27.40	18.20	186.60	15.55
SUMA	909.40	1093.90	1312.70	1324.40	920.80	586.60	254.90	325.10	775.70	1316.50	1096.30	828.40	10744.70	898.89
MEDIA	45.47	54.70	65.64	66.22	46.04	29.33	12.75	16.26	38.79	65.83	54.82	43.60	537.24	44.94
MINIMA	13.60	0.60	2.10	24.70	5.60	0.60	0.30	1.90	7.20	10.60	16.60	8.20	186.60	15.55
MÁXIMA	102.40	202.70	150.00	123.40	82.20	87.10	45.40	41.20	83.60	121.60	115.10	106.30	751.10	62.59

	MENSUAL	ANUAL
PRECIPITACIÓN	45.0	44.9

ANEXO No 8
CAUDALES MEDIOS
MENSUALES

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO

Caudales Medios Mensuales (m³/s)

CÓDIGO: H792

ESTACIÓN: CUTUCHI AJ YANAYACU

LATITUD: 1° 3' 55" S

LONGITUD: 78° 36' 13" W

ELEVACIÓN: 2582 m.s.n.m.

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUB	NOVIEMB	DICIEMB	SUMA	MEDIA
1965	6.578	5.910	6.643	16.967	16.547	10.385	7.977	6.819	7.409	10.880	20.658	10.544	127.317	10.610
1966	11.201	11.078	11.771	12.806	10.027	8.200	10.712	8.332	9.881	13.782	10.448	11.531	129.769	10.814
1967	12.03	14.52	14.28	8.56	9.33	13.65	13.25	12.59	8.91	13.40	13.13	7.71	141.367	11.781
1968	8.992	11.965	19.105	11.182	7.743	10.526	14.265	9.559	9.991	20.736	11.265	7.722	143.050	11.921
1969	7.606	9.642	9.008	21.839	15.666	15.549	10.287	12.116	10.777	16.462	23.147	24.703	176.800	14.733
1970	15.731	21.920	18.900	15.330	23.241	22.214	7.502	11.132	10.583	10.333	16.986	13.884	187.755	15.646
1971	11.461	9.209	9.106	24.770	13.008	13.203	13.910	9.763	10.737	16.733	14.230	11.649	157.777	13.148
1972	13.835	20.684	17.185	19.331	13.446	16.298	14.394	7.944	9.938	8.722	18.298	14.761	174.836	14.570
1973	8.310	8.979	12.381	22.483	14.563	9.424	8.995	10.824	16.234	11.943	7.340	7.864	139.340	11.612
1974	7.778	20.616	22.136	11.962	19.199	11.087	18.709	7.399	10.293	19.502	13.286	15.660	177.627	14.802
1975	13.605	22.819	27.302	15.579	13.286	19.528	28.739	18.587	13.278	12.283	18.393	12.688	216.087	18.007
1976	11.465	10.962	11.802	11.934	14.380	14.059	13.897	9.423	9.078	10.366	12.826	11.286	141.479	11.790
1977	9.497	9.017	9.616	14.251	9.449	12.131	9.627	9.430	10.992	13.881	7.856	8.163	123.909	10.326
1978	8.547	7.650	9.121	17.823	15.745	11.587	9.351	8.457	8.483	8.201	7.262	9.642	121.870	10.156
1979	6.949	6.646	11.970	13.929	14.005	11.396	6.984	7.468	7.022	16.781	6.032	5.686	98.088	8.917
1980	6.519	11.762	8.556	12.557	9.754	8.835	7.538	6.693	7.487	7.931	10.645	10.227	117.353	9.779
1981	6.651	7.287	11.704	10.851	10.028	7.133	9.234	6.347	6.614	7.931	8.722	8.715	101.216	8.435
1982	17.279	10.118	10.094	12.294	21.478	9.670	7.028	6.661	5.881	10.780	14.265	27.385	152.933	12.744
1983	18.848	14.133	19.175	23.230				6.841					82.226	16.445
1984				22.518	27.179	16.568	13.756	9.487	15.822	14.449	15.538	15.144	150.461	16.718
1985	11.333	8.943	6.933	10.884	14.789	12.139	11.961	10.717	9.127	10.359	9.848	10.307	127.339	10.612
SUMA	214.213	243.864	266.790	331.081	292.862	253.586	238.115	196.584	198.541	247.522	260.175	245.267	2,988.599	263.566
MEDIA	10.711	12.193	13.339	15.766	14.643	12.679	11.906	9.361	9.927	13.027	13.009	12.263	142.314	12.551
MÁXIMO	18.848	22.819	27.302	24.770	27.179	22.214	28.739	18.587	16.234	20.736	23.147	27.385	216.087	18.007
MÍNIMO	6.519	5.910	6.643	8.563	7.743	7.133	6.984	6.347	5.881	7.931	6.032	5.686	82.226	8.435

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
Caudales Medios Mensuales (m^3/s)

CÓDIGO: H792
DATOS RELLENADOS

ESTACIÓN: CUTUCHI AJ YANAYACU
LATITUD: 1° 3' 55" S
LONGITUD: 78° 36' 13" W
ELEVACIÓN: 2582 m.s.n.m.

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUB	NOVIEMB	DICIEMB	SUMA	MEDIA
1965	6.578	5.910	6.643	16.967	16.547	10.385	7.977	6.819	7.409	10.880	20.658	10.544	127.317	10.610
1966	11.201	11.078	11.771	12.806	10.027	8.200	10.712	8.332	9.881	13.782	10.448	11.531	129.769	10.814
1967	12.03	14.52	14.28	8.56	9.33	13.65	13.25	12.59	8.91	13.40	13.13	7.71	141.367	11.781
1968	8.992	11.965	19.105	11.182	7.743	10.526	14.265	9.559	9.991	20.736	11.265	7.722	143.050	11.921
1969	7.606	9.642	9.008	21.839	15.666	15.549	10.287	12.116	10.777	16.462	23.147	24.703	176.800	14.733
1970	15.731	21.920	18.900	15.330	23.241	22.214	7.502	11.132	10.583	10.333	16.986	13.884	187.755	15.646
1971	11.461	9.209	9.106	24.770	13.008	13.203	13.910	9.763	10.737	16.733	14.230	11.649	157.777	13.148
1972	13.835	20.684	17.185	19.331	13.446	16.298	14.394	7.944	9.938	8.722	18.298	14.761	174.836	14.570
1973	8.310	8.979	12.381	22.483	14.563	9.424	8.995	10.824	16.234	11.943	7.340	7.864	139.340	11.612
1974	7.778	20.616	22.136	11.962	19.199	11.087	18.709	7.399	10.293	19.502	13.286	15.660	177.627	14.802
1975	13.605	22.819	27.302	15.579	13.286	19.528	28.739	18.587	13.278	12.283	18.393	12.688	216.087	18.007
1976	11.465	10.962	11.802	11.934	14.380	14.059	13.897	9.423	9.078	10.366	12.826	11.286	141.479	11.790
1977	9.497	9.017	9.616	14.251	9.449	12.131	9.627	9.430	10.992	13.881	7.856	8.163	123.909	10.326
1978	8.547	7.650	9.121	17.823	15.745	11.587	9.351	8.457	8.483	8.201	7.262	9.642	121.870	10.156
1979	6.949	6.646	11.970	13.929	14.005	11.396	6.984	7.468	7.022	9.509	6.032	5.686	107.597	8.966
1980	6.519	11.762	8.556	12.557	9.754	8.835	7.538	6.693	7.487	16.781	10.645	10.227	117.353	9.779
1981	6.651	7.287	11.704	10.851	10.028	7.133	9.234	6.347	6.614	7.931	8.722	8.715	101.216	8.435
1982	17.279	10.118	10.094	12.294	21.478	9.670	7.028	6.661	5.881	10.780	14.265	27.385	152.933	12.744
1983	18.848	14.133	19.175	23.230	14.643	12.679	11.906	6.841	9.927	12.852	13.009	12.263	169.505	14.125
1984	10.711	12.193	13.339	22.518	27.179	16.568	13.756	9.487	15.822	14.449	15.538	15.144	186.704	15.559
1985	11.333	8.943	6.933	10.884	14.789	12.139	11.961	10.717	9.127	10.359	9.848	10.307	127.339	10.612
SUMA	224.924	256.058	280.129	331.081	307.505	266.265	250.021	196.584	208.469	269.882	273.183	257.530	3,121.631	260.136
MEDIA	10.711	12.193	13.339	15.766	14.643	12.679	11.906	9.361	9.927	12.852	13.009	12.263	148.649	12.387
MAXIMO	18.848	22.819	27.302	24.770	27.179	22.214	28.739	18.587	16.234	20.736	23.147	27.385	216.087	18.007
MÍNIMO	6.519	5.910	6.643	8.563	7.743	7.133	6.984	6.347	5.881	7.931	6.032	5.686	101.216	8.435

DATO RELLENADO CON EL PROMEDIO DE LOS VALORES CIRCUNDANTES
DATOS RELLENADOS CON EL PROMEDIO DE LOS DATOS DEL MES

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO

Caudales Medios Mensuales (m³/s)

ESTACIÓN: CUTUCHI AJ YANAYACU

LATITU 1° 3' 55" S

LONGITUD: 78° 36' 13" W

ELEVACIÓN: 2582 m.s.n.m.

CÓDIGO: H792

CAUDALES MEDIOS MENSUALES DE LA CUENCARIO CUTUCHI AJ YANAYACU												
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1965	6.578	5.910	6.643	16.967	16.547	10.385	7.977	6.819	7.409	10.880	20.658	10.544
1966	11.201	11.078	11.771	12.806	10.027	8.200	10.712	8.332	9.881	13.782	10.448	11.531
1967	12.030	14.524	14.283	8.563	9.328	13.655	13.250	12.586	8.914	13.398	13.130	7.706
1968	8.992	11.965	19.105	11.182	7.743	10.526	14.265	9.559	9.991	20.736	11.265	7.722
1969	7.606	9.642	9.008	21.839	15.666	15.549	10.287	12.116	10.777	16.462	23.147	24.703
1970	15.731	21.920	18.900	15.330	23.241	22.214	7.502	11.132	10.583	10.333	16.986	13.884
1971	11.461	9.209	9.106	24.770	13.008	13.203	13.910	9.763	10.737	16.733	14.230	11.649
1972	13.835	20.684	17.185	19.331	13.446	16.298	14.394	7.944	9.938	8.722	18.298	14.761
1973	8.310	8.979	12.381	22.483	14.563	9.424	8.995	10.824	16.234	11.943	7.340	7.864
1974	7.778	20.616	22.136	11.962	19.199	11.087	18.709	7.399	10.293	19.502	13.286	15.660
1975	13.605	22.819	27.302	15.579	13.286	19.528	28.739	18.587	13.278	12.283	18.393	12.688
1976	11.465	10.962	11.802	11.934	14.380	14.059	13.897	9.423	9.078	10.366	12.826	11.286
1977	9.497	9.017	9.616	14.251	9.449	12.131	9.627	9.430	10.992	13.881	7.856	8.163
1978	8.547	7.650	9.121	17.823	15.745	11.587	9.351	8.457	8.483	8.201	7.262	9.642
1979	6.949	6.646	11.970	13.929	14.005	11.396	6.984	7.468	7.022	9.509	6.032	5.686
1980	6.519	11.762	8.556	12.557	9.754	8.835	7.538	6.693	7.487	16.781	10.645	10.227
1981	6.651	7.287	11.704	10.851	10.028	7.133	9.234	6.347	6.614	7.931	8.722	8.715
1982	17.279	10.118	10.094	12.294	21.478	9.670	7.028	6.661	5.881	10.780	14.265	27.385
1983	18.848	14.133	19.175	23.230	14.643	12.679	11.906	6.841	9.927	12.852	13.009	12.263
1984	10.711	12.193	13.339	22.518	27.179	16.568	13.756	9.487	15.822	14.449	15.538	15.144
1985	11.333	8.943	6.933	10.884	14.789	12.139	11.961	10.717	9.127	10.359	9.848	10.307
SUMA	224.924	256.058	280.129	331.081	307.505	266.265	250.021	196.584	208.469	269.882	273.183	257.530
MEDIO	10.711	12.193	13.339	15.766	14.643	12.679	11.906	9.361	9.927	12.852	13.009	12.263
MÁXIMO	18.848	22.819	27.302	24.770	27.179	22.214	28.739	18.587	16.234	20.736	23.147	27.385
MÍNIMO	6.519	5.910	6.643	8.563	7.743	7.133	6.984	6.347	5.881	7.931	6.032	5.686

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
Caudales Medios Mensuales (m^3/s)

FACTOR DE RELACIÓN		CAUDALES MEDIOS MENSUALES DE LA CUENCA #A											
		0.068											
ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUBRE	NOVIEMB	DICIEMB		
0.447	0.402	0.452	1.154	1.125	0.706	0.542	0.464	0.504	0.740	1.405	0.717		
0.762	0.753	0.800	0.871	0.682	0.558	0.728	0.567	0.672	0.937	0.710	0.784		
0.818	0.988	0.971	0.582	0.634	0.929	0.901	0.856	0.606	0.911	0.893	0.524		
0.611	0.814	1.299	0.760	0.526	0.716	0.970	0.650	0.679	1.410	0.766	0.525		
0.517	0.656	0.613	1.485	1.065	1.057	0.700	0.824	0.733	1.119	1.574	1.680		
1.070	1.491	1.285	1.042	1.580	1.511	0.510	0.757	0.720	0.703	1.155	0.944		
0.779	0.626	0.619	1.684	0.885	0.898	0.946	0.664	0.730	1.138	0.968	0.792		
0.941	1.406	1.169	1.315	0.914	1.108	0.979	0.540	0.676	0.593	1.244	1.004		
0.565	0.611	0.842	1.529	0.990	0.641	0.612	0.736	1.104	0.812	0.499	0.535		
0.529	1.402	1.505	0.813	1.306	0.754	1.272	0.503	0.700	1.326	0.903	1.065		
0.925	1.552	1.857	1.059	0.903	1.328	1.954	1.264	0.903	0.835	1.251	0.863		
0.780	0.745	0.803	0.811	0.978	0.956	0.945	0.641	0.617	0.705	0.872	0.767		
0.646	0.613	0.654	0.969	0.643	0.825	0.655	0.641	0.747	0.944	0.534	0.555		
0.581	0.520	0.620	1.212	1.071	0.788	0.636	0.575	0.577	0.558	0.494	0.656		
0.473	0.452	0.814	0.947	0.952	0.775	0.475	0.508	0.478	0.647	0.410	0.387		
0.443	0.800	0.582	0.854	0.663	0.601	0.513	0.455	0.509	1.141	0.724	0.695		
0.452	0.495	0.796	0.738	0.682	0.485	0.628	0.432	0.450	0.539	0.593	0.593		
1.175	0.688	0.686	0.836	1.461	0.658	0.478	0.453	0.400	0.733	0.970	1.862		
1.282	0.961	1.304	1.580	0.996	0.862	0.810	0.465	0.675	0.874	0.885	0.834		
0.728	0.829	0.907	1.531	1.848	1.127	0.935	0.645	1.076	0.983	1.057	1.030		
0.771	0.608	0.471	0.740	1.006	0.825	0.813	0.729	0.621	0.704	0.670	0.701		
15.295	17.412	19.049	22.513	20.910	18.106	17.001	13.368	14.176	18.352	18.576	17.512		
0.728	0.829	0.907	1.072	0.996	0.862	0.810	0.637	0.675	0.874	0.885	0.834		
1.282	1.552	1.857	1.684	1.848	1.511	1.954	1.264	1.104	1.410	1.574	1.862		
0.443	0.402	0.452	0.582	0.526	0.485	0.475	0.432	0.400	0.539	0.410	0.387		

**ANEXO No 9
CAUDALES
MEDIOS
MENSUALES PARA
LA C.D.G.**

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS
SERIE DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m³/s)
UTILIZADOS PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA DE DURACIÓN GENERAL

FACTOR DE RELACIÓN		0.068
CAUDALES		
#	CUENCA B	CUENCA A
1	6.578	0.447
2	5.910	0.402
3	6.643	0.452
4	16.967	1.154
5	16.547	1.125
6	10.385	0.706
7	7.977	0.542
8	6.819	0.464
9	7.409	0.504
10	10.880	0.740
-	-	-
60	24.703	1.680
61	15.731	1.070
62	21.920	1.491
63	18.900	1.285
64	15.330	1.042
65	23.241	1.580
66	22.214	1.511
67	7.502	0.510
68	11.132	0.757
69	10.583	0.720
70	10.333	0.703
-	-	-
100	22.483	1.529
101	14.563	0.990
102	9.424	0.641
103	8.995	0.612
104	10.824	0.736
105	16.234	1.104
106	11.943	0.812
107	7.340	0.499
108	7.864	0.535
109	7.778	0.529
110	20.616	1.402
-	-	-
237	15.822	1.076
238	14.449	0.983
239	15.538	1.057
240	15.144	1.030
241	11.333	0.771
242	8.943	0.608
243	6.933	0.471
244	10.884	0.740
245	14.789	1.006
246	12.139	0.825
247	11.961	0.813
248	10.717	0.729
249	9.127	0.621
250	10.359	0.704
251	9.848	0.670
252	10.307	0.701

CUENCA ALUMÍS BAJO			
#	CAUDALES	ORDENADO	P*(%)
1	0.447	1.954	0.40
2	0.402	1.862	0.79
3	0.452	1.857	1.19
4	1.154	1.848	1.59
5	1.125	1.684	1.98
6	0.706	1.680	2.38
7	0.542	1.580	2.78
8	0.464	1.580	3.17
9	0.504	1.574	3.57
10	0.740	1.552	3.97
-	-	-	-
60	1.680	0.988	23.81
61	1.070	0.983	24.21
62	1.491	0.979	24.60
63	1.285	0.978	25.00
64	1.042	0.971	25.40
65	1.580	0.970	25.79
66	1.511	0.970	26.19
67	0.510	0.969	26.59
68	0.757	0.968	26.98
69	0.720	0.961	27.38
70	0.703	0.956	27.78
-	-	-	-
100	1.529	0.842	39.68
101	0.990	0.836	40.08
102	0.641	0.835	40.48
103	0.612	0.834	40.87
104	0.736	0.829	41.27
105	1.104	0.825	41.67
106	0.812	0.825	42.06
107	0.499	0.824	42.46
108	0.535	0.818	42.86
109	0.529	0.814	43.25
110	1.402	0.814	43.65
-	-	-	-
237	1.076	0.471	94.05
238	0.983	0.465	94.44
239	1.057	0.464	94.84
240	1.030	0.455	95.24
241	0.771	0.453	95.63
242	0.608	0.452	96.03
243	0.471	0.452	96.43
244	0.740	0.452	96.83
245	1.006	0.450	97.22
246	0.825	0.447	97.62
247	0.813	0.443	98.02
248	0.729	0.432	98.41
249	0.621	0.410	98.81
250	0.704	0.402	99.21
251	0.670	0.400	99.60
252	0.701	0.387	100.00

ANEXO No 10
AFOROS

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
CÁLCULO DE AFOROS

Ecuaciones Utilizadas:

$$Q = v \times A$$

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$A = b_y + m y^2$$

$$P = b + 2 y \sqrt{1 + m^2}$$

$$S = \frac{\text{pto 2-pto 1}}{L \text{ ptos}}$$

AFORO # 1: ENTRE CAPTACIÓN TAMBOYACU Y S/N

Datos	
Pto 1(m)	2.470
Pto 2(m)	2.473
Lptos(m)	20
h(m)	0.9
x(m)	0
b(m)	1.65
y(m)	0.38
n _{asumido}	0.016
v _{medida 1} (mi/h)	1.3
v _{medida 2} (mi/h)	1.4
v _{medida 3} (mi/h)	1.2
v _{prom} (m/s)	0.581

Cálculos	
S(m/m)	0.00015
m	0
A(m ²)	0.627
P(m)	2.41
R _h (m)	0.2602
n _{calc. con v_{prom}}	0.0086
v _{calc. Manning} (m/s)	0.312

Resultados	
Caudal calculado con v _{prom} Q(L/s)	364
Caudal calculado con v _{calc. Manning} Q(L/s)	196

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
CÁLCULO DE AFOROS

Ecuaciones Utilizadas:

$$Q = v \times A$$

$$S = \frac{\text{pto 2} - \text{pto 1}}{L \text{ ptos}}$$

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$A = b_y + m y^2$$

$$P = b + 2 y \sqrt{1 + m^2}$$

AFORO # 2: SALIDA TÚNEL ALUMIS

Datos	
Pto 1(m)	2.389
Pto 2(m)	2.517
Lptos(m)	20
h(m)	0.93
x ₁ (m)	0.35
x ₂ (m)	0.25
b(m)	1.7
y(m)	0.32
n _{asumido}	0.016
v _{medida 1} (mi/h)	2.2
v _{medida 2} (mi/h)	2.6
v _{medida 3} (mi/h)	2.2
v _{prom} (m/s)	1.043

Resultados	
Caudal calculado con v _{prom} Q(L/s)	783
Caudal calculado con v _{calc. Manning} Q(L/s)	1742

Cálculos	
S(m/m)	0.0064
m ₁	0.38
m ₂	0.27
A(m ²)	0.750
P(m)	2.3733
R _h (m)	0.3162
n _{calc. con v_{prom}}	0.0356
v _{calc. Manning} (m/s)	2.321

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
CÁLCULO DE AFOROS

Ecuaciones Utilizadas:

$$Q = v \times A$$

$$S = \frac{\text{pto 2} - \text{pto 1}}{L \text{ ptos}}$$

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$A = b y + m y^2$$

$$P = b + 2 y \sqrt{1 + m^2}$$

AFORO # 3: ABSCISA 17+500 SECTOR PEÑAS BLANCAS

Datos	
Pto 1(m)	2.337
Pto 2(m)	2.371
Lptos(m)	20
h(m)	0.9
x(m)	0.16
b(m)	1.78
y(m)	0.3
n _{asumido}	0.016
V _{medida 1} (mi/h)	1.4
V _{medida 2} (mi/h)	2
V _{medida 3} (mi/h)	1.6
V _{prom} (m/s)	0.745

Resultados	
Caudal calculado con v _{prom} Q(L/s)	410
Caudal calculado con V _{calc. Manning} Q(L/s)	532

Cálculos	
S(m/m)	0.0017
m	0.18
A(m ²)	0.5500
P(m)	2.3894
R _h (m)	0.2302
n _{calc. con v_{prom}}	0.0208
n _{calc. Manning} (m/	0.968

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
CÁLCULO DE AFOROS

Ecuaciones Utilizadas:

$$Q = v \times A$$

$$S = \frac{\text{pto 2} - \text{pto 1}}{L \text{ pto s}}$$

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$A = b y + m y^2$$

$$P = b + 2 y \sqrt{1 + m^2}$$

AFORO # 4: Sector Quebrada Mishahuaycu

Datos	
Pto 1(m)	2.762
Pto 2(m)	2.77
Lptos(m)	20
h(m)	0.86
x(m)	0.23
b(m)	1.64
y(m)	0.32
n _{asumido}	0.016
V _{medida 1} (mi/h)	1.5
V _{medida 2} (mi/h)	1.4
V _{medida 3} (mi/h)	1.3
v _{prom} (m/s)	0.626

Resultados		
Caudal calculado con v _{prom}	Q(L/s)	346
Caudal calculado con v _{calc. Manning}	Q(L/s)	266

Cálculos	
S(m/m)	0.0004
m	0.27
A(m ²)	0.5522
P(m)	2.3025
R _h (m)	0.2398
n _{calc. con v_{prom}}	0.0123
n _{calc. Manning} (m/)	0.483

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO
CÁLCULO DE AFOROS

Ecuaciones Utilizadas:

$$Q = v \times A$$

$$S = \frac{\text{pto 2} - \text{pto 1}}{L \text{ ptos}}$$

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$A = by + m y^2$$

$$P = b + 2 y \sqrt{1 + m^2}$$

AFORO # 5: CANAL ALUMÍS BAJO

Datos	
Pto 1(m)	2.537
Pto 2(m)	2.707
Lptos(m)	20
h(m)	0.9
x(m)	0.45
b(m)	1.1
y(m)	0.16
n _{asumido}	0.016
V _{medida 1} (mi/h)	3.6
V _{medida 2} (mi/h)	4.1
V _{medida 3} (mi/h)	3.9
V _{prom} (m/s)	1.728

Resultados	
Caudal calculado con v _{prom} Q(L/s)	326
Caudal calculado con v _{calc. Manning} Q(L/s)	278

Cálculos	
S(m/m)	0.0085
m	0.5
A(m ²)	0.1888
P(m)	1.4578
R _h (m)	0.1295
n _{calc. con v_{prom}}	0.0137
n _{calc. Manning} (m/	1.475

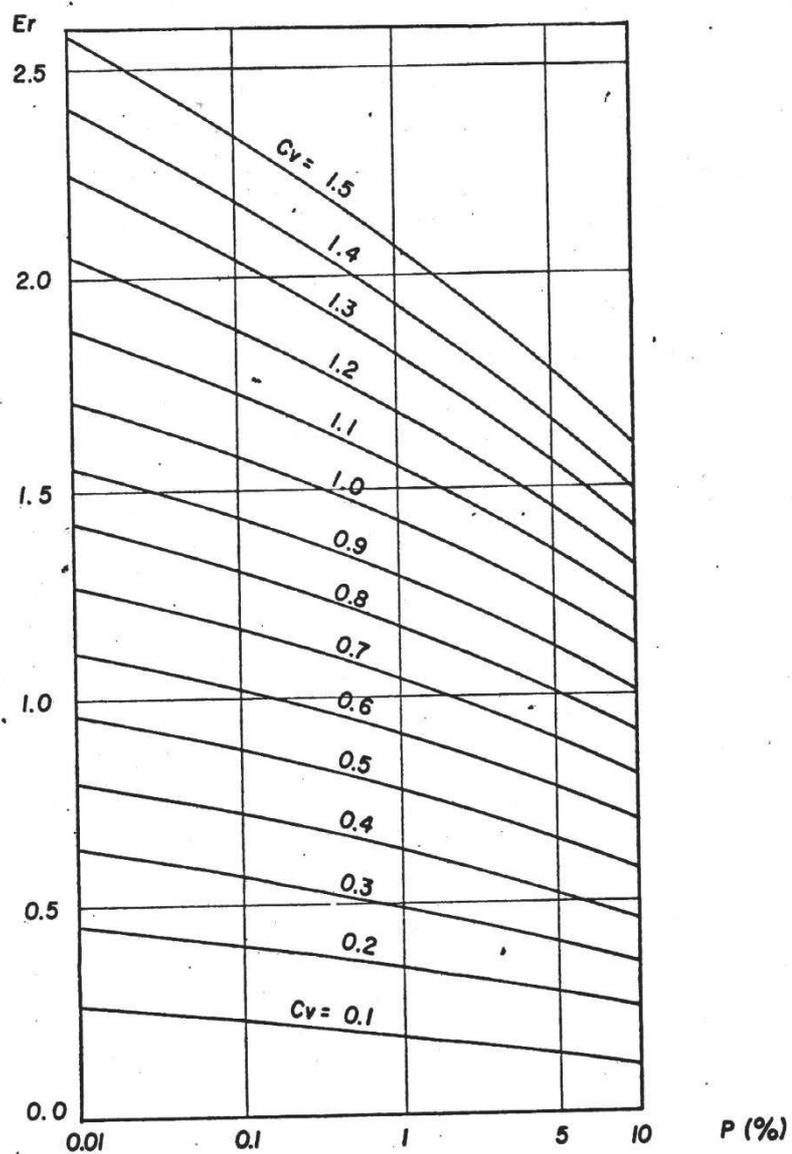
ANEXO No 11
VALORES DE σ_n e \bar{Y}_n
EN FUNCIÓN DE n

Valores de \bar{Y}_n y σ_n en Función de n										
Promedio reducido \bar{Y}_n										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,5952	0,4996	0,5070	0,5070	0,5100	0,5120	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5150
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5402	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5471	0,5477	0,5480
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5510
60	0,5121	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5540
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5563	0,5560
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5580
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5590
Desviación estándar reducida σ_n										
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0560
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0913	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1380
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1574	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1721	1,1721	1,1730
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1834	1,1834	1,1840
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1998	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1918	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2000
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
Valores de Y en función de Tr										
Tr	1,58	2	2,33	5	10	20	50	100	200	403
Y	0,000	0,367	0,579	1,500	2,250	2,970	3,900	4,600	5,296	6,000

ANEXO No 12
VALORES DE E_r
EN FUNCIÓN DE
 C_v Y P EN %

Valores de E_r en función de C_v y P en %

Método de Lebediev



ANEXO No 13
VARIABLES
CLIMATOLÓGICAS

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS BAJO

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL(°C)

CÓDIGO: M120

ESTACIÓN: COTOPAXI-MINITRAK

LATITUD: 0°37'41" S
LONGITUD 78°34'19" W

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	SUMA	MEDIA
1962	7.9	7.6	7.5	7.7	7.7	6.9	7.3	7.2	8.0	7.8	7.9	8.1	91.6	7.6
1963	7.7	7	7.6	8.1	8	7.4	6.8	7.8	8	8	7.5	8.4	92.3	7.7
1964	8.7	8.6	8.4	7.5	8.1	6.8	6.5	6.8	7.1	7.1	7.3	6.9	89.8	7.5
1965	7.5	7.7	7.6	7.4	7.6	7.1	7.3	7.1	8	8	7.8	8.1	91.2	7.6
1966	8.4	8.3	8.3	7.8	8.3	7.7	7.3	7.7	7.6	7.9	8.1	7.9	95.3	7.9
1967	7.7	7.8	8.1	8.2	8	7.2	7.6	7.5	7.8	7.6	8	7.7	93.2	7.8
1968	7.1	7.8	7.8	8.1	7.7	7.8	7.7	7.9	8	8	8	7.9	93.8	7.8
1969	7.9	8.1	8.5	8.4	8	7.9	8	8	8.2	8.3	8.2	8.3	97.8	8.2
1970	8.4	8.1	8.5	8.1	8.3	8.1	8.2	7.9	8.1	8.2	7.9	8.3	98.1	8.2
1971	8.2	8.1	7.9	8.2	8.3	8.3	8.1	8	7.8	7.7	8	7.9	96.5	8.0
1972	8.1	7.9	8.2	8.2	8.4	8	8.1	8.2	8.2	8.2	8.5	8	98.0	8.2
1973	8.1	8.5	8.5	8.6	8.5	8.1	8.6	8.7	8.6	8.4	8.6	8.6	101.8	8.5
1974	8.4	8.1	8.4	8.6	8.5	8.3	8.3	8.3	8.3	8.4	8.6	8.5	100.7	8.4
1975	8.4	8.4	8.5	8.4	8.5	8.1	7.9	8	8.1	8.4	8.5	8.6	99.8	8.3
1976	8.3	8.4	8.5	8.5	8.5	8.3	8.1	8.2	8.3	8.6	8.5	8.6	100.8	8.4
1977	8.6	8.6	8.7	8.7	8.5	8.4	8.5	8.4	8.1	8.5	9	8.6	102.6	8.6
1978	8.6	8.8	8.8	8.5	8.6	8.5	8.8	8.4	8.4	8.5	8.8	8.6	103.3	8.6
1979	8.5	8.4	8.6	8.5	8.3	8.5	8.3	8.5	8.4	8.6	8.2	8.5	101.3	8.4
1980	8.5	8.5	8.5	8.4	8.5	8.3	8.3	8.2	8.3	8.4	8.3	8.7	100.9	8.4
1981	8.9	8.8	8.7	9.1	9.2	8.9	8.4	8.5	8.3	8.6	8.8	8.7	104.9	8.7
1982	8.5	8.7	8.8	8.5	8.2	8.2	7.6	8.9	8.6	8.7	8.6	8.6	101.9	8.5
1983	9.1	9.2	8.9	8.6	8.5	8.2	8.2	8.2	8.1	8	8.6	8.1	101.7	8.5
1984	8.3	7.8	8.1	8.4	8.3	8.3	7.7	8.4	7.9	8	8.3	8.6	98.1	8.2
1985	8.5	8.6	9.5	8.6	8.3	8.3	7.4	7.4	8.3	8.6	8.1	8.5	100.1	8.3
MEDIA	8.3	8.2	8.4	8.3	8.3	8.0	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.3	98.1	8.3
MAXIMA	9.1	9.2	9.5	9.1	9.2	8.9	8.8	8.9	8.6	8.7	9.0	8.7	107.7	8.7
MINIMA	7.1	7.0	7.5	7.4	7.6	6.8	6.5	6.8	7.1	7.1	7.3	6.9	85.1	6.9

ANEXO No 14
TABLAS PARA EL
CÁLCULO DE LA
EVAPOTRASNPIRACIÓN

TABLA No 1
 DURACIÓN PROMEDIO POSIBLE DEL FOTOPERÍODO(RT)
 EXPRESADO EN UNIDADES DE 30 DÍAS
 DE 12 HORAS CADA UNO
 LATITUD EN GRADOS

MES	NORTE		SUR
	5	0	-5
Enero	1.02	1.04	1.06
Febrero	0.93	0.94	0.95
Marzo	1.03	1.04	1.04
Abril	1.02	1.01	1.00
Mayo	1.06	1.04	1.02
Junio	1.03	1.01	0.99
Julio	1.06	1.04	1.02
Agosto	1.05	1.04	1.03
Septiembre	1.01	1.01	1.00
Octubre	1.03	1.04	1.05
Noviembre	0.99	1.01	1.03
Diciembre	1.02	1.04	1.06

TABLA No 2
 COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO
 PARA DEFINIR EL CULTIVO

CULTIVO	PERÍODO	K
	VEGETATIVO	(GLOBAL)
Algodón	7 meses	0,60 a 0,65
Alfalfa	Entre heladas en invierno	0,80 a 0,85
Arroz	3 a 5 meses	1,00 a 1,20
Trigo	8 meses	0,75 a 0,85
Cítricos	7 meses	0,50 a 0,65
Fréjol	8 meses	0,60 a 0,70
Jitomate	4 meses	0.70
Maíz	8 meses	0,75 a 0,85
Nogales	Todo el año	0.70
Papa	3 a 5 meses	0,65 a 0,75
Pastos	Todo el año	0.75
Remolacha	6 meses	0,65 a 0,75
Legumbres	6 a 8 meses	0.65
Sorgo	4 a 5 meses	0.70

TABLA No 3
TANTO POR CIENTO DE HORAS DE SOL DIARIAS
LATITUD DE 46° AL SUR A 60° AL NORTE

Latitud°	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.32	7.57	8.47	8.29	8.65	8.41	8.67	8.60	8.23	8.42	8.07	8.30
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.25	8.20	7.75	7.88
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
32	7.20	6.87	8.37	8.76	9.62	9.59	9.77	9.27	8.34	7.95	7.11	7.05
34	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92
36	6.99	6.85	8.35	8.85	9.82	9.82	9.99	9.40	8.37	7.85	6.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	6.82	6.66
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.57	8.39	7.75	6.72	7.52
42	6.63	6.65	8.31	9.00	10.14	10.22	10.35	9.65	8.40	7.69	6.62	6.37
44	6.49	6.58	8.30	9.05	10.26	10.38	10.49	9.70	8.41	7.63	6.49	6.21
46	6.34	6.50	8.29	9.12	10.39	10.54	10.64	9.79	8.42	7.57	6.36	6.08
48	6.17	6.41	8.27	9.18	10.53	10.71	10.80	9.89	8.44	7.51	6.23	5.86
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.99	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
52	5.77	6.19	8.21	9.29	10.85	11.13	11.20	10.12	8.49	7.39	5.97	5.45
54	5.55	6.08	8.18	9.36	11.03	11.38	11.43	10.26	8.51	7.30	5.74	5.27
56	5.30	5.95	8.15	9.45	11.22	11.67	11.69	10.40	8.53	7.21	5.54	4.89
58	5.01	5.81	8.12	9.55	11.46	12.00	11.98	10.55	8.55	7.18	4.31	4.51
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.57	6.98	5.04	4.22
SUR												
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.85	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.15	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.84	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.06	9.01	9.33	9.60
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.99	7.56	8.04	9.12	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.08	6.50	6.87	7.49	8.03	9.17	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.61
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
44	10.54	8.78	8.69	7.38	6.73	6.08	6.51	7.25	7.99	9.31	9.94	10.80
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.92	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.91

PROYECTO DE RIEGO ALUMIS BAJO

COEFICIENTE DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS (Kc)

	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
Cultivo																						
Aguate	0.230	0.269	0.350	0.473	0.570	0.650	0.719	0.772	0.810	0.817	0.802	0.770	0.725	0.667	0.640	0.586	0.528	0.465	0.407	0.330	0.270	
Ajonjolí	0.341	0.367	0.405	0.450	0.505	0.570	0.640	0.720	0.800	0.864	0.920	0.960	0.975	0.970	0.950	0.910	0.860	0.800	0.730	0.660	0.590	
Alfalfa	0.235	0.340	0.434	0.530	0.603	0.675	0.750	0.813	0.863	0.882	0.880	0.870	0.840	0.800	0.750	0.683	0.620	0.540	0.470	0.390	0.310	
Algodón	0.200	0.220	0.257	0.290	0.340	0.405	0.486	0.640	0.790	0.895	0.968	1.014	1.020	0.990	0.938	0.870	0.800	0.730	0.650	0.558	0.480	
Aroz	0.800	0.873	0.950	1.020	1.077	1.132	1.180	1.217	1.253	1.278	1.300	1.300	1.288	1.265	1.222	1.162	1.090	1.000	0.900	0.740	0.500	
Banano	0.433	0.482	0.540	0.590	0.645	0.700	0.750	0.810	0.862	0.915	0.975	1.030	1.080	1.065	1.050	1.000	0.930	0.848	0.754	0.645	0.520	
Pera, Manzana	0.155	0.165	0.205	0.275	0.380	0.500	0.665	0.825	0.920	0.960	0.965	0.938	0.882	0.705	0.540	0.380	0.275	0.215	0.175	0.155	0.150	
Café, Cacao	0.600	0.635	0.700	0.775	0.864	0.930	1.000	1.070	1.115	1.130	1.125	1.110	1.075	1.000	0.965	0.935	0.885	0.820	0.735	0.650	0.590	
Caña de azúcar	0.500	0.515	0.545	0.580	0.620	0.680	0.750	0.820	0.900	0.973	1.040	1.054	1.000	0.960	0.790	0.677	0.560	0.470	0.402	0.356	0.320	
Cebada, trigo, avena	0.298	0.305	0.382	0.470	0.550	0.622	0.680	0.730	0.760	0.785	0.805	0.815	0.818	0.805	0.783	0.752	0.702	0.644	0.570	0.467	0.360	
Cebolla, col, lechuga, brócoli	0.105	0.184	0.265	0.340	0.410	0.470	0.530	0.580	0.620	0.634	0.640	0.640	0.622	0.610	0.575	0.536	0.480	0.445	0.400	0.347	0.290	
Citricos	0.625	0.640	0.680	0.675	0.680	0.700	0.712	0.718	0.722	0.724	0.725	0.724	0.720	0.716	0.710	0.700	0.685	0.677	0.665	0.652	0.638	
Frejol seco	0.500	0.550	0.603	0.665	0.735	0.825	0.915	0.980	1.050	1.100	1.133	1.127	1.108	1.075	1.022	0.963	0.900	0.824	0.750	0.665	0.580	
Maíz Grano	0.425	0.434	0.460	0.488	0.540	0.608	0.688	0.788	0.910	0.990	1.045	1.078	1.088	1.088	1.070	1.045	1.010	0.968	0.925	0.880	0.830	
Maíz Forrajero	0.440	0.460	0.480	0.522	0.560	0.605	0.652	0.720	0.805	0.905	0.977	1.030	1.070	1.085	1.092	1.087	1.075	1.060	1.040	1.015	0.972	
Maní	0.170	0.220	0.275	0.323	0.372	0.425	0.470	0.513	0.555	0.593	0.620	0.640	0.660	0.649	0.643	0.630	0.600	0.545	0.475	0.390	0.300	
Almendras	0.090	0.110	0.135	0.170	0.215	0.320	0.450	0.595	0.755	0.895	0.975	0.975	0.905	0.805	0.600	0.570	0.445	0.325	0.230	0.140	0.075	
Papas	0.330	0.360	0.400	0.450	0.510	0.597	0.720	0.850	0.970	1.080	1.165	1.240	1.300	1.340	1.363	1.363	1.350	1.320	1.285	1.250	1.200	
Pastos	0.460	0.500	0.550	0.625	0.725	0.815	0.865	0.895	0.915	0.925	0.927	0.925	0.915	0.900	0.875	0.835	0.775	0.700	0.625	0.555	0.475	
Pimiento	0.410	0.440	0.470	0.480	0.500	0.570	0.660	0.740	0.790	0.835	0.842	0.840	0.820	0.792	0.765	0.736	0.720	0.680	0.660	0.630	0.610	
Caña, paja	0.450	0.452	0.460	0.461	0.462	0.468	0.473	0.478	0.480	0.482	0.500	0.515	0.548	0.588	0.624	0.653	0.660	0.632	0.605	0.570	0.530	
Remolacha azucarera	0.455	0.480	0.510	0.552	0.613	0.694	0.785	0.880	0.980	1.040	1.104	1.160	1.203	1.233	1.250	1.237	1.208	1.173	1.130	1.080	1.030	
Sandías, melones	0.441	0.453	0.480	0.520	0.560	0.600	0.653	0.705	0.755	0.793	0.818	0.820	0.805	0.792	0.780	0.766	0.750	0.733	0.710	0.690	0.665	
Sergo	0.300	0.330	0.380	0.465	0.590	0.700	0.810	0.915	1.000	1.055	1.060	1.035	0.982	0.930	0.870	0.810	0.750	0.680	0.640	0.590	0.540	
Uva	0.140	0.172	0.205	0.240	0.278	0.320	0.370	0.404	0.450	0.505	0.567	0.635	0.712	0.790	0.794	0.760	0.705	0.663	0.610	0.550	0.500	
Babaco	0.290	0.345	0.413	0.508	0.630	0.740	0.843	0.923	0.970	0.980	0.960	0.910	0.825	0.740	0.668	0.575	0.480	0.410	0.320	0.240	0.180	
Tomate cosa	0.360	0.400	0.434	0.477	0.540	0.620	0.700	0.780	0.860	0.885	0.889	0.894	0.880	0.865	0.820	0.770	0.700	0.635	0.570	0.525	0.490	
Tomate sierra	0.445	0.445	0.450	0.460	0.473	0.505	0.555	0.638	0.740	0.850	0.945	1.000	1.025	1.020	0.995	0.956	0.910	0.862	0.812	0.752	0.680	
Trébol	0.685	0.718	0.760	0.822	0.890	0.950	1.005	1.050	1.085	1.103	1.108	1.100	1.075	1.046	1.012	0.974	0.920	0.860	0.798	0.735	0.688	

ANEXO No 15
CÁLCULO DE LA
EVAPOTRANSPIRACIÓN
MÉTODO DE
THORNWAITE

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Thomthwaite

$$E_{tp} = 16 \times R_t \times \left(\frac{10T}{I} \right)^a$$

$$i_j = \left(\frac{T_j}{5} \right)^{1.514}$$

Método de Thornthwaite				
Mes	T _j (°C)	i _j	R _t	E _{tp} (mm/mes)
Enero	8.3	2.14	1.04	48.65
Febrero	8.2	2.13	0.94	43.94
Marzo	8.4	2.18	1.04	49.25
Abril	8.3	2.15	1.01	47.49
Mayo	8.3	2.15	1.04	48.84
Junio	8.0	2.03	1.01	45.87
Julio	7.9	1.99	1.04	46.65
Agosto	8.0	2.04	1.04	47.36
Septiembre	8.1	2.08	1.01	46.49
Octubre	8.2	2.11	1.04	48.32
Noviembre	8.3	2.14	1.01	47.28
Diciembre	8.3	2.15	1.04	48.81
I	25.28			
a	0.91			

T	Temperatura media mensual (°C)
I	Índice calórico anual, función de T
a	Exponente, función de I
R_t	Índice de iluminación, función de la latitud Tabla 1
E_{tp}	Evapotranspiración potencial (mm/mes)

ANEXO No 16
CÁLCULO PARA
EVAPOTRANSPIRACIÓN
MÉTODO DE
BLANEY CRIDDLE
MODIFICADO

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Alfalfa

Ciclo Vegetativo: 3 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Enero	8.3	8.5	101.19	0.50	0.78	39.32	71.56
Febrero	8.2	7.66	91.11	0.50	1.14	51.54	93.80
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	0.85	42.94	78.15
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	0.78	38.10	69.34
Mayo	8.3	8.5	101.26	0.50	1.14	57.44	104.54
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	0.85	39.98	72.76
Julio	7.9	8.5	99.68	0.48	0.78	37.79	68.78
Agosto	8.0	8.49	100.08	0.49	1.14	55.79	101.54
Septiembre	8.1	8.21	97.14	0.49	0.85	40.43	73.58
Octubre	8.2	8.5	100.89	0.49	0.78	39.02	71.02
Noviembre	8.3	8.22	97.82	0.50	1.14	55.39	100.81
Diciembre	8.3	8.5	101.25	0.50	0.85	42.61	77.55

K	0.83
F	1186.56
UCM	540.35
Fc	1.82

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Maíz Choclo

Ciclo Vegetativo: 5 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Diciembre	8.3	8.5	101.25	0.50	0.49	24.68	46.89
Enero	8.3	8.5	101.19	0.50	0.65	32.78	62.28
Febrero	8.2	7.66	91.11	0.50	0.98	44.17	83.92
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	1.09	55.43	105.32
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	1.04	50.67	96.27

K	0.8
F	492.88
UCM	207.73
Fc	1.9

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Papas

Ciclo Vegetativo: 6 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Febrero	8.2	7.66	91.11	0.50	0.39	17.50	25.03
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	0.60	30.30	43.30
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	1.01	49.07	70.17
Mayo	8.3	8.5	101.26	0.50	1.28	64.49	92.22
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	1.36	64.41	92.11
Julio	7.9	8.5	99.68	0.48	1.27	61.52	87.97

K	0.7
F	588.16
UCM	287.27
Fc	1.43

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Fréjol

Ciclo Vegetativo: 6 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Enero	8.3	8.5	101.19	0.50	0.59	29.42	43.76
Febrero	8.2	7.66	91.11	0.50	0.83	37.30	55.58
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	1.07	54.16	80.64
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	1.11	54.28	80.88
Mayo	8.3	8.5	101.26	0.50	0.96	48.52	72.29
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	0.72	34.12	50.84

K	0.65
F	589.61
UCM	257.71
Fc	1.49

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Maíz Suave

Ciclo Vegetativo: 6 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Enero	8.3	8.5	101.19	0.50	0.45	22.38	42.89
Febrero	8.2	7.66	91.11	0.50	0.61	27.49	52.78
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	0.94	47.56	91.24
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	1.09	52.87	101.51
Mayo	8.3	8.5	101.26	0.50	1.05	52.65	101.09
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	0.91	43.01	82.58

K	0.8
F	589.61
UCM	245.88
Fc	1.92

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Arveja

Ciclo Vegetativo: 4 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Agosto	8.0	8.49	100.08	0.49	0.63	31.03	46.23
Septiembre	8.1	8.21	97.14	0.49	1.02	48.74	72.62
Octubre	8.2	8.5	100.89	0.49	1.09	54.44	81.12
Noviembre	8.3	8.22	97.82	0.50	0.79	38.24	56.98

K	0.65
F	395.93
UCM	172.45
Fc	1.49

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Lenteja

Ciclo Vegetativo: 6 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	0.37	17.53	34.53
Julio	7.9	8.5	99.68	0.48	0.75	36.25	71.41
Agosto	8.0	8.49	100.08	0.49	1.06	51.63	101.71
Septiembre	8.1	8.21	97.14	0.49	0.94	45.11	88.87
Octubre	8.2	8.5	100.89	0.49	0.73	36.33	71.57
Noviembre	8.3	8.22	97.82	0.50	0.68	32.84	64.69

K	0.73
F	592.41
UCM	219.69
Fc	1.97

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Pastos

Ciclo Vegetativo: 12 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Enero	8.3	8.5	101.19	0.50	0.75	37.71	76.05
Febrero	8.2	7.66	91.11	0.50	0.75	33.91	68.50
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	0.75	38.07	76.84
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	0.75	36.54	73.81
Mayo	8.3	8.5	101.26	0.50	0.75	37.79	76.34
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	0.75	35.44	71.59
Julio	7.9	8.5	99.68	0.48	0.75	36.25	73.23
Agosto	8.0	8.49	100.08	0.49	0.75	36.70	74.13
Septiembre	8.1	8.21	97.14	0.49	0.75	35.84	72.40
Octubre	8.2	8.5	100.89	0.49	0.75	37.42	75.59
Noviembre	8.3	8.22	97.82	0.50	0.75	36.44	73.61
Diciembre	8.3	8.5	101.25	0.50	0.75	37.77	76.30

K	0.75
F	1186.47
UCM	439.79
Fc	2.02

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

Cultivo: Hortalizas

Ciclo Vegetativo: 5 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Enero	8.3	8.5	101.19	0.50	0.40	20.11	58.72
Febrero							
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	0.27	13.45	39.65
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	0.53	25.82	76.17
Mayo	8.3	8.5	101.26	0.50	0.64	32.25	95.14
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	0.58	27.17	80.15
Julio	7.9	8.5	99.68	0.48	0.40	19.33	57.02
Agosto							
Septiembre	8.1	8.21	97.14	0.49	0.27	12.66	36.97
Octubre	8.2	8.5	100.89	0.49	0.53	26.45	77.23
Noviembre	8.3	8.22	97.82	0.50	0.64	31.09	90.78
Diciembre	8.3	8.5	101.25	0.50	0.58	28.96	84.56

K	0.7	K	0.7
F₁	497.05	F₂	498.29
UCM₁	118.01	UCM₂	119.27
Fc₁	2.95	Fc₂	2.92

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coeficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coeficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coeficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Brócoli

Ciclo Vegetativo: 4 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Enero	8.3	8.5	101.19	0.50	0.47	23.63	69.00
Febrero	8.2	7.66	91.11	0.50	0.64	28.94	84.50
Marzo	8.4	8.49	101.48	0.50	0.54	27.21	79.45
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	0.29	14.13	41.26
Mayo							
Junio							
Julio	7.9	8.5	99.68	0.48	0.47	22.71	67.22
Agosto	8.0	8.49	100.08	0.49	0.64	31.32	92.71
Septiembre	8.1	8.21	97.14	0.49	0.54	25.61	75.81
Octubre	8.2	8.5	100.89	0.49	0.29	14.47	42.83
Noviembre							
Diciembre							

K	0.7	K	0.7
F₁	391.63	F₂	397.79
UCM₁	93.91	UCM₂	94.11
Fc₁	2.92	Fc₂	2.96

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Cálculo de la Evapotranspiración

Método: Blaney y Criddle Modificado por Phelan

$$U_{cc} = U_{cm} \times F_c$$

$$U_{cm} = f_i \times K_T \times K_c$$

$$f = p(0.457 T + 8.128)$$

$$K_T = 0.03114 T + 0.2396$$

$$F_c = \frac{K \times f}{UCM}$$

Cultivo: Rosas

Ciclo Vegetativo: 7 meses

Mes	T(°C)	p(%)	f(mm)	Kt	Kc	Ucm	Ucc
Enero							
Febrero							
Marzo							
Abril	8.3	8.21	97.86	0.50	1.15	56.03	113.74
Mayo	8.3	8.5	101.26	0.50	1.15	57.94	117.62
Junio	8.0	8.22	96.80	0.49	1.15	54.35	110.33
Julio	7.9	8.5	99.68	0.48	1.15	55.58	112.83
Agosto	8.0	8.49	100.08	0.49	1.15	56.28	114.25
Septiembre	8.1	8.21	97.14	0.49	1.15	54.96	111.57
Octubre	8.2	8.5	100.89	0.49	1.15	57.38	116.48
Noviembre							
Diciembre							

K	1.15
F	693.71
UCM	392.52
Fc	2.03

T	Temperatura media mensual (°C)
p	Porcentaje de horas de luz para el período, respecto del total anual, Tabla 3
f	Factor de uso consuntivo mensual (mm)
Kt	Coefficiente de corrección de la temperatura, función de t
Kc	Coefficiente de desarrollo del cultivo, Tabla 1
K	Coefficiente de uso consuntivo para definir el cultivo, Tabla 2
Ucm	Uso consuntivo mensual
Fc	Factor de corrección por Phelan
Ucc	Uso consuntivo corregido=Evapotranspiración (mm/mes)

ANEXO NO 17
REQUERIMIENTOS DE
LOS CULTIVOS

PROYECTO DE RIEGO ALUMÍS

Requerimientos Hídricos

Eficiencia de la conducción	0.85
Eficiencia del sistema de aplicación	0.65
Eficiencia total del sistema de riego	0.55

ALFALFA							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Enero	71.56	85	43	28.56	51.93	519.3	0.2
Febrero	93.80	113	65.4	28.40	51.64	516.4	0.2
Marzo	78.15	134	82.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Abril	69.34	130	79	0.00	0.00	0.00	0.00
Mayo	104.54	126	75.8	28.74	52.25	522.5	0.2
Junio	72.76	76	35.8	36.96	67.2	672	0.26
Julio	68.78	49	19.4	49.38	89.78	897.8	0.35
Agosto	101.54	43	15.8	85.74	155.89	1558.9	0.6
Septiembre	73.58	84	42.2	31.38	57.05	570.5	0.22
Octubre	71.02	112	64.6	6.42	11.67	116.7	0.05
Noviembre	100.81	127	76.6	24.21	44.02	440.2	0.17
Diciembre	77.55	94	50.2	27.35	49.73	497.3	0.19

MAÍZ CHOCLO							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Diciembre	46.89	94	50.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Enero	62.28	85	43	19.28	35.05	350.5	0.14
Febrero	83.92	113	65.4	18.52	33.67	336.7	0.13
Marzo	105.32	134	82.2	23.12	42.04	420.4	0.16
Abril	96.27	130	79	17.27	31.4	314	0.12

PAPAS							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Febrero	25.03	113	65.4	0.00	0.00	0.00	0.00
Marzo	43.33	134	82.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Abril	70.17	130	79	0.00	0.00	0.00	0.00
Mayo	92.22	126	75.8	16.42	29.85	298.5	0.12
Junio	92.11	76	35.8	56.31	102.38	1023.8	0.39
Julio	87.97	49	19.4	68.57	124.67	1246.7	0.48

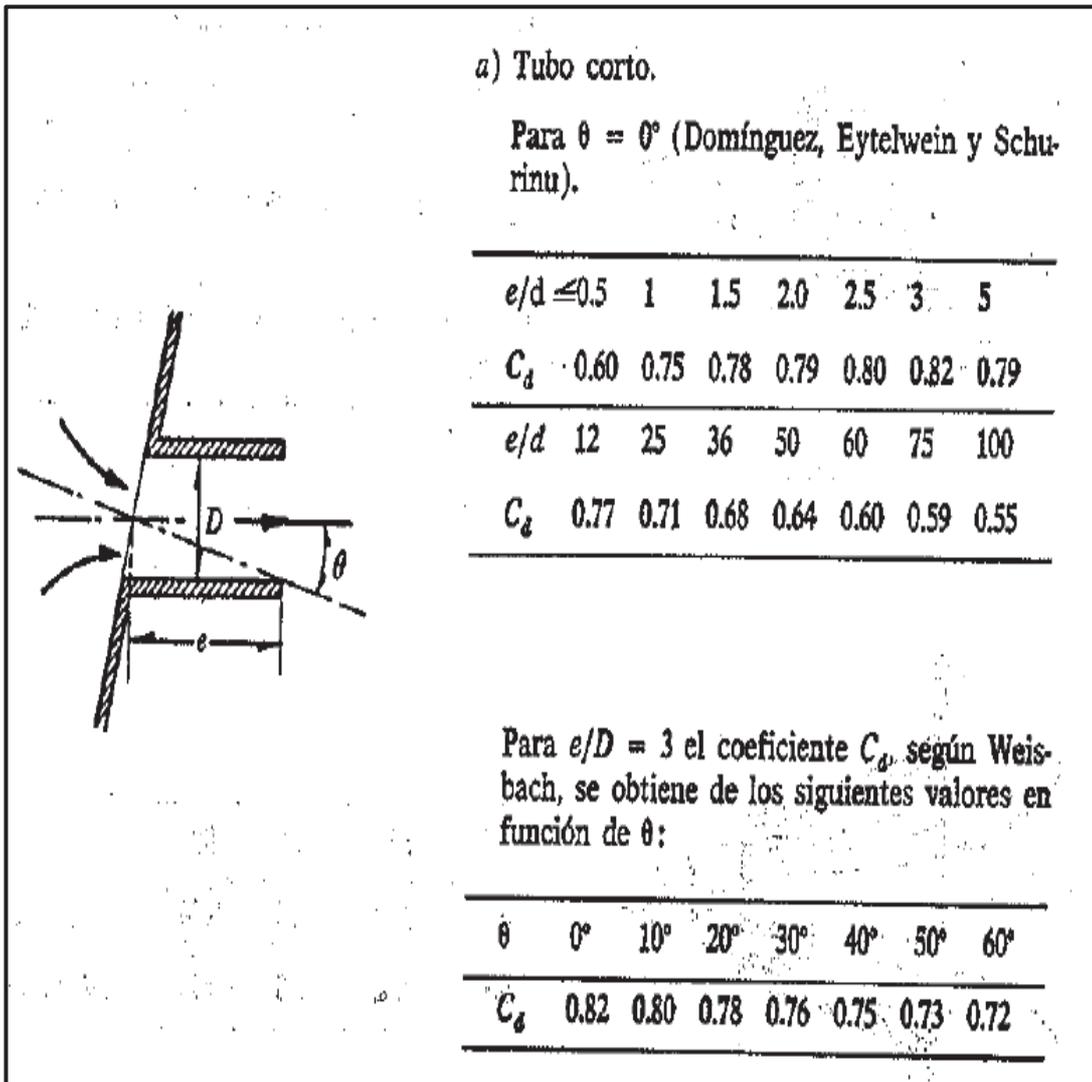
FRÉJOL							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Enero	43.84	85	43	0.84	1.53	15.3	0.006
Febrero	55.58	113	65.4	0.00	0.00	0.00	0.00
Marzo	80.70	134	82.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Abril	80.88	130	79	1.88	3.42	34.2	0.01
Mayo	72.29	126	75.8	0.00	0.00	0.00	0.00
Junio	50.84	76	35.8	15.04	27.35	273.5	0.11

MAÍZ SUAVE							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Enero	42.97	85	43	0.00	0.00	0.00	0.00
Febrero	52.78	113	65.4	0.00	0.00	0.00	0.00
Marzo	91.32	134	82.2	9.12	16.58	165.8	0.06
Abril	101.51	130	79	22.51	40.93	409.3	0.16
Mayo	101.09	126	75.8	25.29	45.98	459.8	0.18
Junio	82.58	76	35.8	46.78	85.05	850.5	0.33

CONTINUACIÓN							
ARVEJA							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Agosto	46.23	43	15.8	30.43	47.55	475.5	0.18
Septiembre	72.62	84	42.2	30.42	47.53	475.3	0.18
Octubre	81.12	112	64.6	16.52	25.81	258.1	0.1
Noviembre	56.98	127	76.6	0.00	0.00	0.00	0.00
LENTEJA							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Junio	34.53	76	35.8	0.00	0.00	0.00	0.00
Julio	71.41	49	19.4	52.01	81.27	812.7	0.31
Agosto	101.71	43	15.8	85.91	134.23	1342.3	0.52
Septiembre	88.87	84	42.2	46.67	72.92	729.2	0.28
Octubre	71.57	112	64.6	6.97	10.89	108.9	0.04
Noviembre	64.69	127	76.6	0.00	0.00	0.00	0.00
PASTOS							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Enero	76.17	85	43	33.17	51.83	518.3	0.2
Febrero	68.50	113	65.4	3.10	4.84	48.4	0.02
Marzo	76.90	134	82.2	0.0	0.0	0.0	0.00
Abril	73.81	130	79	0.0	0.0	0.0	0.00
Mayo	76.34	126	75.8	0.54	0.84	8.4	0.00
Junio	71.59	76	35.8	35.79	55.92	559.2	0.22
Julio	73.23	49	19.4	53.83	84.11	841.1	0.32
Agosto	74.13	43	15.8	58.33	91.14	911.4	0.35
Septiembre	72.40	84	42.2	30.2	47.19	471.9	0.18
Octubre	75.59	112	64.6	10.99	17.17	171.7	0.07
Noviembre	73.61	127	76.6	0.00	0.00	0.00	0.00
Diciembre	76.30	94	50.2	26.1	40.78	407.8	0.16
HORTALIZAS							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Enero	58.72	85	43	15.72	24.56	245.6	0.09
Febrero	0.00	113	65.4	0.00	0.00	0.00	0.00
Marzo	39.68	134	82.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Abril	76.17	130	79	0.00	0.00	0.00	0.00
Mayo	95.14	126	75.8	19.34	30.22	302.2	0.12
Junio	80.15	76	35.8	44.35	69.3	693	0.27
Julio	57.02	49	19.4	37.62	58.78	587.8	0.23
Agosto	0.00	43	15.8	0.00	0.00	0.00	0.00
Septiembre	36.97	84	42.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Octubre	77.23	112	64.6	12.63	19.73	197.3	0.08
Noviembre	90.78	127	76.6	14.18	22.16	221.6	0.09
Diciembre	84.56	94	50.2	34.36	53.69	536.9	0.21
BRÓCOLI							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Enero	69.00	85	43	26	40.63	406.3	0.16
Febrero	84.50	113	65.4	19.10	29.84	298.40	0.12
Marzo	79.45	134	82.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Abril	41.26	130	79	0.00	0.00	0.00	0.00
Mayo	0.00	126	75.8	0	0	0	0
Junio	0.00	76	35.8	0	0	0	0
Julio	67.22	49	19.4	47.82	74.72	747.2	0.29
Agosto	92.71	43	15.8	76.91	120.17	1201.70	0.46
Septiembre	75.81	84	42.2	33.61	52.52	525.20	0.20
Octubre	42.83	112	64.6	0	0	0	0
Noviembre	0.00	127	76.6	0	0	0	0
Diciembre	0.00	94	50.2	0	0	0	0
ROSAS							
MES	Evapotranspiración (mm/mes)	Precipitación Media (mm/mes)	Precipitación Efectiva (mm/mes)	RHN (mm/mes)	RHB		Q (l/sxHa)
					(mm/mes)	(m ³ /Haxmes)	
Enero	0.00	85	43	0	0	0	0.00
Febrero	0.00	113	65.4	0.00	0.00	0.00	0.00
Marzo	0.00	134	82.2	0.00	0.00	0.00	0.00
Abril	113.74	130	79	34.74	54.28	542.80	0.21
Mayo	117.62	126	75.8	41.82	65.34	653.4	0.25
Junio	110.33	76	35.8	74.53	116.45	1164.5	0.45
Julio	112.83	49	19.4	93.43	145.98	1459.8	0.56
Agosto	114.25	43	15.8	98.45	153.83	1538.30	0.59
Septiembre	111.57	84	42.2	69.37	108.39	1083.90	0.42
Octubre	116.48	112	64.6	51.88	81.06	810.6	0.31
Noviembre	0.00	127	76.6	0	0	0	0
Diciembre	0.00	94	50.2	0	0	0	0
Caudal Característico (l/sxHa)						0.59	

ANEXO NO 18
GRÁFICO DE COFRÉ
Y BUCHHHEISTER

ANEXO NO 19
CD PARA PARED
GRUESA



ANEXO NO 20
VALORES DEL
COEFICIENTE DE
MANNING

Valores del Coeficiente de Manning para Cauces Naturales. Según Chow			
Tipo y descripción del canal		n	
	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
A. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m):			
a) Corrientes en platic:			
1. Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto	0,025	0,030	0,033
2. Igual al anterior, pero más rocoso y con hierba.	0,030	0,035	0,040
3. Limpios, sinuosos, algunas irregularidades del fondo.	0,033	0.W0	0,045
4. Igual al anterior, algo de hierba y rocas.	0,035	0.W5	0,050
5. Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficaces	0.W0	0.W8	0,055
6. Igual que el 4. pero con más piedras.	0.W5	0,050	0,060
7. Tramos irregulares con hierba y estancamientos profundos.	0,050	0,070	0,080
8. Tramos con mucha hierba, estancamientos profundos, cauces de inundación con raíces y plantas subacuáticas.	0,075	0,100	0,150
b) Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes, que quedan sumergidos durante las inundaciones:			
1. Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados.	0,030	0,040	0,050
2. Fondo de boleó y grandes rocas.	0,040	0,050	0,070
a) Pastura sin arbustos:			
1. Pasto bajo.	0,025	0,030	0,035
2. Pasto alto.	0,030	0,035	0,050
b) Areas de cultivo:			
1. Sin cultivo.	0,020	0,030	0,040
2. Cultivo maduro en surcos.	0,025	0,035	0,045
3. Cultivo maduro en campo.	0,030	0,040	0,050
c) Arbustos:			
1. Arbustos escasos y mucha hierba.	0,035	0,050	0,070
2. Pocos arbustos y árboles, en invierno.	0,035	0,050	0,060
3. Pocos arbustos y árboles, en verano.	0,040	0,060	0,080
4. Mediana a densa población de arbustos, en invierno.	0,045	0,070	0,110
5. Mediana a densa población de arbustos, en verano.	0,070	0,100	0,160
d) Árboles:			
1. Población densa de sauces en verano, rectos.	0,110	0,150	0,200

ANEXO NO 21
DETALLE FINAL
DEL AZUD

ANEXO NO 22
PLANOS PRIMERA
ALTERNATIVA

ANEXO NO 23
PLANOS SEGUNDA
ALTERNATIVA