

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DISEÑO DE LA CAPTACIÓN DE AGUA PARA LA JUNTA DE
REGANTES DEL BARRIO SALAZAR GÓMEZ EN LA
QUEBRADA LA RETRAÍDA**

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

PAOLA ANDREA GUERRERO YÉPEZ

pao01081@hotmail.com

RUBÉN JAVIER LLAMATUMBI PAILLACHO

rubjavi21@gmail.com

DIRECTOR: ING. FRANK ALEX PLUA AGUIRRE M.Sc.

frank.plua@epn.edu.ec

Quito, noviembre 2020

DECLARACIÓN

Nosotros, Paola Andrea Guerrero Yépez y Rubén Javier Llamatumbi Paillacho, 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 en 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 por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

**PAOLA ANDREA
GUERRERO YÉPEZ**

**RUBÉN JAVIER
LLAMATUMBI PAILLACHO**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Paola Andrea Guerrero Yépez y Rubén Javier Llamatumbi Paillacho, bajo mi supervisión.

Ing. FRANK PLUA M.Sc.
DIRECTOR DEL PROYECTO

DEDICATORIA

“Tránsfuga flor que ancló en mi pecho,
desertor de los polos a mi reino,
leve gaviota sobre un mar sin olas,
confidente locuaz de la congoja.
Yo presencié tu forma tenue
en la viajera dimensión del río,
miré tu cuerpo paralelogramo
en el punto inicial de toda ausencia.
Marco de trapo para cuadrar el llanto,
acólito del dolor por no rodar no es luna,
luna que fue se convirtió en pañuelo
para vivir más cerca de mi pena”

Félix Yépez

A las malas decisiones porque sin ellas no estaría aquí.

Paola Andrea Guerrero Yépez

AGRADECIMIENTO

A mis padres por enseñarme a escribir amor primero, por confiar en mí y darme la libertad de equivocarme. Por enseñarme que la vida no es de un solo tono, y que mañana siempre será otro día. Gracias queridos papitos que esta meta alcanzada también es suya, porque han cumplido con el deber de dejarme la mejor herencia.

A Ronny por ser más que mi mano derecha, por alentarme y prestarme su hombro en los momentos difíciles, por llevar tatuado en el alma la frase “que mi cansancio a otros descansa”.

A mi pequeña hermanita por no dejar de creer en mí.

A mi abuelita Fanny, que hoy ya no está a mi lado, pero que estuvo pendiente de cada paso en el desarrollo de este trabajo. Gracias abuelita por todas tus enseñanzas, por tu paciencia, por tu amor y por todas tus recetas deliciosas.

A mi abuelita Milita por sus palabras de aliento, por guardar la ilusión de verme alcanzar esta meta, por su dulce sonrisa y por la generosidad que la caracteriza.

A Rubén por la dedicación y paciencia puesta en este proyecto.

A la aboga Sandra Barreno por atenderme siempre con una sonrisa y guiarme en todos los procesos realizados en la Secretaría Nacional del Agua.

Al ingeniero Marco Moreira por ayudarnos desinteresadamente en el desarrollo del estudio hidrológico del proyecto.

Al Sr. Jorge Tolagasí por recibirnos en la comunidad siempre con los brazos abiertos y dispuesto a ayudar en lo que necesitáramos.

A María José Guerra y a Karina Román por ilustrarme en sus campos de especialidad.

A mi director de tesis ingeniero Frank Plúa, por solventar los problemas que se nos presentaron durante el desarrollo del trabajo, por hablar con nosotros de mucho más que temas técnicos, por confiar y compartir mucho tiempo de trabajo.

Paola Andrea Guerrero Yépez

DEDICATORIA

A mi madre, su ejemplo de lucha y sacrificio me motivan a seguir adelante.

Rubén Javier Llamatumbi Paillacho

AGRADECIMIENTO

A mis padres, María y Rafael por su amor, comprensión y apoyo incondicional durante esta etapa de mi vida.

A Gabi por apoyarme sobre todo en los momentos difíciles, tu alegría y entusiasmo son una motivación.

A la Escuela Politécnica Nacional, en especial a la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por su excelente formación académica.

A Paola por su esfuerzo y determinación para la consecución de este proyecto.

Al Sr. Jorge Tolagasí por su amabilidad, cordialidad y predisposición a ayudar en los ensayos de campo.

Al Ing. Frank Plúa MSc. por su apoyo y guía durante la planificación y desarrollo de este proyecto de titulación.

Al Ing. Marco Moreira por su apertura a compartir sus conocimientos con nosotros.

A mi familia, gracias por confiar en mí.

A mis amigos, compañeros de aula con quienes compartimos momentos inolvidables.

Rubén Javier Namatumbi Paillache

CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	VI
AGRADECIMIENTO.....	VII
CONTENIDO.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XII
ÍNDICE DE FIGURAS	XV
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XXI
CAPÍTULO I	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	1
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	1
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3 ALCANCE.....	2
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	2
CAPÍTULO II	4
2. MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE.....	4
2.1 MARCO TEÓRICO	4
2.1.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO	4
2.1.1.1 Análisis de Información Meteorológica	4
2.1.1.2 Determinación de Caudales de Crecida	10
2.1.1.3 Determinación del Caudal Mínimo.....	13
2.1.1.4 Aforo por método de sección – velocidad con molinete.....	18
2.1.2 CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO PARA OBRAS DE CAPTACIÓN.....	21
2.1.2.1 Objetivos principales de las estructuras de captación	21

2.1.2.2	Tipos de estructuras de captación	22
2.1.2.3	Criterios para la ubicación de obras de captación	25
2.1.2.4	Criterios de dimensionamiento de los componentes de una obra de captación	28
2.1.2.5	Diseño de la Rejilla	29
2.1.2.6	Diseño de la Galería	36
2.1.2.7	Diseño del Azud o Vertedero de excedencia	39
2.1.2.8	Diseño del Cuenco Disipador de Energía	41
2.1.2.9	Diseño del Enrocado de Protección.....	43
2.1.2.10	Diseño del Canal de Purga	44
2.1.2.11	Diseño del Desarenador	47
2.1.2.12	Vertedero de excesos	52
2.1.2.13	Diseño del Tanque de carga o presurización.....	54
2.1.2.14	Diseño de la conducción a presión	57
2.1.3	DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS HIDRÁULICAS	59
2.1.3.1	Estabilidad del Azud	59
2.1.3.2	Espesor del cuenco disipador de energía.....	65
2.1.3.3	Desarenador y tanque de carga	66
2.2	ESTADO DEL ARTE	67
2.2.1	DISEÑO DE UNA CAPTACIÓN SUPERFICIAL CON UNA TOMA DE FONDO PARA ABASTECER DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE BALSAS.....	67
2.2.2	MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LA LOCALIDAD DE SAN JUAN KM. 33, DISTRITO DE CAMPANILLA–MARISCAL CÁCERES–SAN MARTÍN..	68
2.2.3	DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DE RIEGO PARA DOCE COMUNIDADES DE LA PARROQUIA PUNGALÁ.....	68
2.2.4	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE UNA TOMA TIPO TIROLESA CON EL DE UNA TOMA CONVENCIONAL	69
	CAPÍTULO III	71
3.	METODOLOGÍA	71
3.1	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO.....	71
3.1.1	DESCRIPCIÓN GENERAL.....	71

3.1.2	CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS.....	73
3.1.2.1	Perímetro (P) y área de drenaje (A).....	73
3.1.2.2	Longitud del cauce principal (Lc).....	73
3.1.2.3	Forma de la cuenca.....	73
3.1.2.4	Sistema de drenaje.....	75
3.1.2.5	Características de relieve.....	79
3.2	LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DE CAMPO.....	83
3.2.1	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	83
3.2.2	TOMA DE MUESTRAS DE SUELO.....	85
3.2.3	TOMA DE MUESTRA DE AGUA.....	87
3.2.4	AFORO DE LA QUEBRADA.....	89
3.3	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA.....	92
3.3.1	RELLENO DE LA INFORMACIÓN.....	94
3.3.2	ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DE INFORMACIÓN.....	96
3.4	ANÁLISIS DE SUELOS Y ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING.....	101
3.5	CALIDAD DEL RECURSO HÍDRICO.....	108
3.5.1	INDICADORES DE CALIDAD DE AGUA.....	115
	CAPÍTULO IV.....	119
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	119
4.1	ANÁLISIS HIDROLÓGICO.....	119
4.1.1	ANÁLISIS CLIMÁTICO.....	119
4.1.1.1	Temperatura.....	119
4.1.1.2	Evaporación.....	122
4.1.1.3	Humedad relativa.....	124
4.1.2	ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES.....	125
4.1.2.1	Distribución Temporal de la precipitación.....	125
4.1.2.2	Variación Temporal.....	126
4.1.2.3	Variación estacional.....	128
4.1.3	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE CRECIDA Y ESTIAJE.....	131
4.1.3.1	Determinación del caudal de crecida con el método racional.....	131
4.1.3.2	Determinación del caudal mínimo.....	135

4.2	DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN.....	148
4.2.1	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO	148
4.2.2	SELECCIÓN DEL TIPO DE OBRA DE CAPTACIÓN APLICABLE A LA QUEBRADA LA RETRAÍDA.....	149
4.2.3	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRA DE CAPTACIÓN.....	151
4.2.3.1	Diseño de la rejilla de captación	151
4.2.3.2	Diseño de la galería de captación.....	156
4.2.3.3	Diseño del azud	159
4.2.3.4	Diseño del cuenco disipador	163
4.2.3.5	Diseño del enrocado de protección	167
4.2.3.6	Diseño del canal de Purga.....	169
4.2.3.7	Diseño del desripiador	171
4.2.3.8	Diseño del desarenador.....	174
4.2.3.9	Diseño del vertedero de excesos.....	181
4.2.3.10	Diseño del tanque de carga	182
4.2.4	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE CAPTACIÓN	185
4.2.4.1	Método de diseño	185
4.2.4.2	Estabilidad del azud.....	187
4.2.4.3	Diseño del muro de ala y muro de protección en voladizo.....	195
4.2.4.4	Diseño de los canales de transporte.....	207
4.2.4.5	Diseño del desarenador y tanque de carga	209
4.3	PRESUPUESTO.....	216
4.3.1	CANTIDADES DE OBRA	217
4.3.2	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	220
4.3.3	PRESUPUESTO DEL PROYECTO.....	221
	CAPÍTULO V	223
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	223
5.1	CONCLUSIONES	223
5.2	RECOMENDACIONES.....	225
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	226
	ANEXOS	232

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Distribución del número de Rachas según Thom.....	5
Tabla 2.2 Variables y simbología del modelo Témez	16
Tabla 2.3 Ecuaciones del caudal derivado.....	30
Tabla 2.4 Factor de corrección en función del ángulo de inclinación según Frank.....	32
Tabla 2.5 Factor de obstrucción recomendado por varios autores.....	35
Tabla 2.6 Constante para la ecuación de Owens.....	48
Tabla 2.7 Coeficiente "a" según Camp.....	49
Tabla 2.8 Peso específico de materiales de construcción.....	62
Tabla 3.1 Características morfo-edafológicas del suelo	73
Tabla 3.2 Rangos de factor de forma de Horton	75
Tabla 3.3 Rangos de densidad de drenaje.....	76
Tabla 3.4 Tipo de canal según el coeficiente de sinuosidad según Schumm	77
Tabla 3.5 Características de forma del área aportante del punto de la captación.....	79
Tabla 3.6 Tabla de cálculo para la curva hipsométrica y elevación media.....	81
Tabla 3.7 Rangos de pendiente media del cauce	82
Tabla 3.8 Coordenadas de puntos de control.....	84
Tabla 3.9 Clasificación de tipo de muestreo según el ensayo a realizarse	85
Tabla 3.10 Ubicación y Codificación de muestras de suelo	87
Tabla 3.11 Cálculo del caudal en la sección 0+140.00 en el mes de marzo.....	91
Tabla 3.12 Estaciones meteorológicas utilizadas para el análisis del área de aporte de la captación	93
Tabla 3.13 Periodo y porcentaje de registro de datos meteorológicos.....	94
Tabla 3.14 Factor de correlación y ecuaciones entre pares de estaciones.....	95
Tabla 3.15 Resumen de la prueba de rachas de precipitación media anual	96
Tabla 3.16 Valores de n sugeridos para el método de Cowan	102
Tabla 3.17 Caracterización del lecho de la quebrada La Retraída.....	106
Tabla 3.18 Coeficiente de rugosidad de Manning resultante	108
Tabla 3.19 Problemática de contaminación en la Parroquia de Puembo	109
Tabla 3.20 Criterios de calidad admisibles para aguas de uso agrícola.....	110
Tabla 3.21 Criterios de calidad para aguas de uso pecuario	111
Tabla 3.22 Parámetros de los niveles guía de la calidad de agua para riego ..	112
Tabla 3.23 Comparación de resultados con las normas ambientales para uso agrícola	113
Tabla 3.24 Comparación de resultados con las normas ambientales para uso pecuario	114
Tabla 3.25 Valores porcentuales asignados a los parámetros propuesto por Martínez de Bascaran	116

Tabla 3.26 Porcentaje y Peso para los parámetros de calidad de agua la quebrada La Retraída	117
Tabla 4.1 Temperatura media de la cuenca	121
Tabla 4.2 Evaporación total anual media de la cuenca	123
Tabla 4.3 Resultados de estacionalidad para las estaciones de estudio	127
Tabla 4.4 Resultados de estacionariedad para las estaciones de estudio	128
Tabla 4.5 Precipitación media de la cuenca método de isoyetas	131
Tabla 4.6 Coeficiente de escorrentía de la cuenca para un periodo de retorno dado	132
Tabla 4.7 Ecuaciones para intensidad de precipitación zona 1	132
Tabla 4.8 Intensidad diaria de la cuenca para un periodo de retorno dado.....	134
Tabla 4.9 Tiempo de concentración para la cuenca de estudio	134
Tabla 4.10 Caudales de crecida de la cuenca para diferentes periodos de retorno	134
Tabla 4.11 Proyección poblacional y área de influencia de la parroquia de Pifo	137
Tabla 4.12 Proyección poblacional y área de influencia de la parroquia de Puenbo	137
Tabla 4.13 Listado de Industrias dentro de la zona de estudio	138
Tabla 4.14 Contribución Industrial	139
Tabla 4.15 Número de personas por unidad educativa	140
Tabla 4.16 Factores k para la zona ecuatorial.....	143
Tabla 4.17 Parámetros del modelo Témez utilizados en la modelación inicial..	144
Tabla 4.18 Caudal simulado y aforado valores iniciales en l/s	144
Tabla 4.19 Parámetros de Témez utilizados en la calibración	146
Tabla 4.20 Caudal simulado y aforado con valores de calibración en l/s	146
Tabla 4.21 Caudal mínimo para la Quebrada la Retraída	148
Tabla 4.22 Criterios para la selección de una obra de captación	151
Tabla 4.23 Espaciamiento entre barras propuesto por varios autores para diferentes usos	152
Tabla 4.24 Abertura y espesor para rejas de tomas de fondo	152
Tabla 4.25 Cálculo de la rejilla de captación – Metodología Frank	154
Tabla 4.26 Cálculo de la rejilla de captación – Metodología Universidad Politécnica de Cartagena	155
Tabla 4.27 Velocidad máxima permisible para no causar sedimentación ni socavación	157
Tabla 4.28 Pérdidas por fricción y velocidad en la galería de captación	158
Tabla 4.29 Perfil de la galería de captación	158
Tabla 4.30 Cálculo del cuenco de disipación	165
Tabla 4.31 Caudal de vaciado del embalse	169
Tabla 4.32 Comprobación del movimiento en el canal de purga.....	171
Tabla 4.33 Caudal de vaciado del desripiador	174
Tabla 4.34 Dimensionamiento del desarenador	175

Tabla 4.35	Vaciado del desarenador a través del orificio de limpieza.....	177
Tabla 4.36	Vertedero de salida del desarenador para $Q_d = 0.016 \text{ m}^3/\text{s}$	177
Tabla 4.37	Diseño de la transición de entrada al desarenador	179
Tabla 4.38	Diseño de la rejilla de entrada al tanque de carga	184
Tabla 4.39	Vaciado del tanque de carga	185
Tabla 4.40	Combinaciones de cargas para la resistencia última de diseño	186
Tabla 4.41	Cálculo de carga de presión sobre el azud y el cuenco disipador ...	190
Tabla 4.42	Datos de coeficientes y factores de las ecuaciones	191
Tabla 4.43	Resultado de las fuerzas actuantes sobre el vertedero.....	192
Tabla 4.44	Dimensiones del muro de protección	196
Tabla 4.45	Factores y coeficientes considerados para calcular las fuerzas resultantes sobre el muro	197
Tabla 4.46	Fuerzas resultantes que actúan sobre el muro	198
Tabla 4.47	Cargas para el diseño del canal	207
Tabla 4.48	Cargas de diseño del desarenador.....	210
Tabla 4.49	Cargas que soporta el tanque de presurización	213
Tabla 4.50	Cantidades de obra obtenidas para la captación y obras de protección.....	218
Tabla 4.51	Cantidades de obra obtenidas para el desarenador y canales de conducción y limpieza	219
Tabla 4.52	Cantidades de obra obtenidas para el tanque de carga y sus elementos.....	220
Tabla 4.53	Costo horario de la mano de obra	221
Tabla 4.54	Presupuesto del proyecto.....	222

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Prueba de Rachas.....	6
Figura 2.2 Curva de doble masa	7
Figura 2.3. Estacionalidad y Estacionariedad.....	8
Figura 2.4 Análisis de variación estacional, precipitación - elevación	9
Figura 2.5 Análisis de variación estacional, Mapa de Isoyetas	9
Figura 2.6 Régimen pluviométrico.....	10
Figura 2.7 Coeficiente de escorrentía C.....	12
Figura 2.8 Curva de duración general	14
Figura 2.9 Representación gráfica del modelo de Témez	15
Figura 2.10 Variación del excedente total según Témez.....	16
Figura 2.11 Variación de la Infiltración según Témez.....	17
Figura 2.12 Micromolinete para medición de caudales	19
Figura 2.13 Esquema de una toma directa	23
Figura 2.14 Esquema de una toma convencional	24
Figura 2.15 Esquema de una toma convencional	25
Figura 2.16 Configuración en planta de los cauces.....	26
Figura 2.17 Flujo en una sección curva.....	27
Figura 2.18 Flujo de Fondo y Flujo Superficial en una curva	27
Figura 2.19 Ingreso de sedimento al canal de derivación	28
Figura 2.20 Esquema de abertura entre los barrotes de una rejilla – Índice de hueco	29
Figura 2.21 Valores de coeficiente de descarga μ	31
Figura 2.22 Tipos de barrote recomendado para agua clara y para flujo con sedimento.....	32
Figura 2.23 Resultados de eficiencia vs. pendiente longitudinal obtenidos por García	36
Figura 2.24 Esquema de la rejilla de captación.....	36
Figura 2.25 Carga sobre vertedero tipo cimacio.....	40
Figura 2.26 Flujo bajo una compuerta plana	44
Figura 2.27 Diagrama de Shields	46
Figura 2.28 Proceso de sedimentación de una partícula	49
Figura 2.29 Vertedero de cresta circular y talud vertical	51
Figura 2.30 Flujo a través de un vertedero lateral	53
Figura 2.31 Coeficiente de corrección para vertedero lateral	54
Figura 2.32 Tanque de Presurización	55
Figura 2.33 Coeficiente C_f según la forma del barrote	57
Figura 2.34 Línea de energía y gradiente hidráulico de una tubería conectada entre dos tanques.....	58
Figura 2.35 Fuerzas actuantes sobre el azud	60

Figura 2.36 Presiones en las paredes del tanque de carga y sedimentador.....	66
Figura 3.1 Delimitación del área aportante del punto de la obra de captación.....	71
Figura 3.2 Uso y Cobertura del suelo.....	72
Figura 3.3 Influencia de la forma en las descargas de la cuenca.....	74
Figura 3.4 Número de orden.....	76
Figura 3.5 Sinuosidad de la corriente de agua.....	77
Figura 3.6 Características físicas de la cuenca.....	78
Figura 3.7 Etapas de evolución y erosión según curva hipsométrica de una cuenca.....	80
Figura 3.8 Curva Hipsométrica del área de aporte del punto de la captación.....	80
Figura 3.9 Pendiente del cauce principal.....	82
Figura 3.10 Puntos de control y áreas de levantamiento por tipo de metodología usada.....	84
Figura 3.11 Toma de muestra de suelo de la quebrada La Retraída.....	86
Figura 3.12 Ubicación de las secciones de toma de muestra de suelo.....	87
Figura 3.13 Abscisas en donde se realizó el aforo.....	90
Figura 3.14 División de las secciones de aforo.....	90
Figura 3.15 Resultado de aforo mensual de la quebrada La Retraída.....	91
Figura 3.16 Aforo de la quebrada La Retraída.....	92
Figura 3.17 Ubicación de las estaciones meteorológicas utilizadas.....	93
Figura 3.18 Correlación lineal entre la estación M0024 y M0002.....	95
Figura 3.19 Datos meteorológicos completos y rellenos.....	95
Figura 3.20 Curva de doble masa precipitación mensual.....	97
Figura 3.21 Ajuste de serie de datos de precipitación estación M0345.....	98
Figura 3.22 Ajuste de serie de datos de humedad relativa estación M0002 y M0024.....	99
Figura 3.23 Ajuste de serie de datos de evaporación estación M0002 y M0024.....	100
Figura 3.24 Tamizaje de las muestras de suelo de la quebrada La Retraída.....	103
Figura 3.25 Ensayo de granulometría por hidrómetro de las muestras de suelo.....	105
Figura 3.26 Curva granulométrica muestra 3T quebrada La Retraída.....	106
Figura 3.27 Hietograma de distribución muestra 3T quebrada La Retraída.....	107
Figura 3.28 Selección de coeficientes para la sección 0+60.00.....	107
Figura 4.1 Distribución temporal de la Temperatura mensual multianual.....	119
Figura 4.2 Caracterización de la Temperatura.....	120
Figura 4.3 Variación altitudinal de la temperatura.....	121
Figura 4.4 Distribución espacial de la temperatura (Isotermas).....	122
Figura 4.5 Distribución temporal de la evaporación.....	123
Figura 4.6 Variación altitudinal de la evaporación.....	124
Figura 4.7 Distribución temporal de la humedad relativa.....	124
Figura 4.8 Variación altitudinal de la humedad relativa.....	125
Figura 4.9 Distribución temporal de la precipitación.....	126
Figura 4.10 Coeficientes de variación estacional.....	127

Figura 4.11 Variación multianual de la precipitación	128
Figura 4.12 Variación altitudinal de la precipitación	129
Figura 4.13 Caracterización de la precipitación en la cuenca	130
Figura 4.14 Distribución espacial de la precipitación - Isoyetas	131
Figura 4.15 Zona de intensidad para la ubicación de la captación.....	133
Figura 4.16 Ubicación de industrias dentro de la zona de estudio	139
Figura 4.17 Flujograma del modelo precipitación - escorrentía de Témez.....	142
Figura 4.18 Hidrograma de calibración con valores iniciales	145
Figura 4.19 Relación entre caudal aforado y simulado con valores iniciales	145
Figura 4.20 Hidrograma de calibración con valores de calibración	146
Figura 4.21 Relación entre caudal aforado y caudal simulado con valores de calibración	147
Figura 4.22 Curva de duración general de la quebrada La Retraída.....	148
Figura 4.23 Curva de duración general - Caudal de adjudicación.....	149
Figura 4.24 Altura de paredes de la galería en metros	159
Figura 4.25 Coeficiente de descarga.....	160
Figura 4.26 Factores y coordenadas del perfil tipo Creager.....	161
Figura 4.27 Configuración de la cresta superior del azud	162
Figura 4.28 Ábaco de factores que determinan la curvatura superior	162
Figura 4.29 Dimensionamiento del azud	163
Figura 4.30 Parámetros hidráulicos para el diseño del cuenco de disipación	164
Figura 4.31 Diámetro y peso del enrocado	168
Figura 4.32 Calado y velocidad para dimensionamiento del canal de purga	170
Figura 4.33 Coeficiente para vertedero de pared gruesa con descarga ahogada	173
Figura 4.34 Formas características para estructuras de transición	178
Figura 4.35 Transición alabeada o de doble curva.....	180
Figura 4.36 Transición de entrada al desarenador.....	180
Figura 4.37 Ábaco de Shields - $t_0/t_{cr} = 1.23$	181
Figura 4.38 Dimensiones del azud.....	187
Figura 4.39 Red de flujo típica en una presa.....	188
Figura 4.40 Caudal de infiltración bajo el vertedero y el cuenco de disipación ..	189
Figura 4.41 Red de flujo bajo el vertedero y el cuenco de disipación.....	189
Figura 4.42 Diagrama de presiones bajo el azud y cuenco disipador	190
Figura 4.43 Resultante de las fuerzas sobre el vertedero y su posición respecto a O	193
Figura 4.44 Fuerzas actuantes sobre los muros de protección	196
Figura 4.45 Resultante de las fuerzas actuantes sobre los muros de protección.....	199
Figura 4.46 Diagrama de esfuerzos cortantes en la pantalla del muro	201
Figura 4.47 Diagrama de momento sobre la pantalla del muro.....	202
Figura 4.48 Diagrama de esfuerzo cortante en la cimentación del muro	204

Figura 4.49 Diagrama de momento de la zapata	205
Figura 4.50 Esquema del reforzamiento del muro.....	206
Figura 4.51 Cargas que soporta el canal	207
Figura 4.52 Refuerzo del canal	208
Figura 4.53 Cargas que soporta el desarenador	209
Figura 4.54 Diagrama de momentos en las paredes del desarenador.....	209
Figura 4.55 Diagrama de momentos en el fondo del desarenador.....	212
Figura 4.56 Detalle del reforzamiento transversal del desarenador	212
Figura 4.57 Diagrama de momentos de la pared del tanque de presurización ..	214
Figura 4.58 Diagrama de momentos en el fondo del tanque.....	215
Figura 4.59 Detalle del refuerzo del tanque	216

RESUMEN

La base de datos del Banco Nacional de Autorizaciones de Agua BNA, reporta para el año 2018 que el 71.2% del caudal utilizado en el país se destina al riego, teniendo gran relevancia en el uso consuntivo del agua. Por tanto, uno de los ejes centrales de la Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua del Ecuador son las juntas de riego comunitarias, reguladas por la Secretaría Nacional del Agua SENAGUA. El presente trabajo de titulación nace de la necesidad de La Junta de Riego del Barrio Salazar Gómez de renovar el uso del caudal adjudicado por la entidad reguladora antes mencionada a través de la aprobación de planos que contengan el diseño de la obra de captación.

El proyecto partió de la generación de información primaria que comprende: el levantamiento topográfico, dando como resultando curvas de nivel cada metro y barimetría del perfil de la quebrada; la determinación del material de fondo y márgenes a través de ensayos de suelo, la obtención de caudales corrientes mediante el método de aforo de sección – velocidad con micromolinete y la identificación de la composición físico – química del agua.

La estimación de caudales de crecida, necesarios para el diseño de obras de disipación de energía y protección del cauce, se realizó mediante el método racional aplicable en cuencas pequeñas con tiempos de concentración menores a seis horas. Por otra parte, para la determinación del caudal de estiaje se empleó la curva de duración general a partir de datos obtenidos del modelo de precipitación escorrentía de Témez aplicable en cuencas climática y geológicamente homogéneas.

El trabajo de titulación comprende el diseño hidráulico y estructural de la captación tipo caucasiana o de fondo y obras complementarias de disipación de energía y protección de la quebrada, desarenador de una sola cámara con canal de desvío, tanque de carga y conducción para un caudal de aprovechamiento de

12 l/s provenientes de la quebrada La Retraída, ubicada en la parroquia de Puembo al noroccidente de la ciudad de Quito.

Complementario al diseño se realizó el presupuesto estimado, a partir del análisis de precios unitarios y cantidades de obras. Donde el 72% del total constituye a obras de protección.

ABSTRACT

The National Water Authorization Bank (BNA for its initials in Spanish) database reported in 2018 that 71.2% of the water flow used in the country was used for irrigation, which has great relevance in the use of water consumption. Therefore, one of the main aspects of the Organic Law on Water Resources, Uses and Water Management in Ecuador are the Community Irrigation Boards, regulated by the National Water Secretariat (SENAGUA for its initials in Spanish). The present degree work arises from the need of the Salazar Gomez Neighborhood Irrigation Board to renew the use of the water flow awarded by the aforementioned regulatory entity through the approval of plans containing the design of the supply works.

The project started from the collection of primary information that includes a topographic survey, resulting in level curves for every meter and barometrical profile of the ravine; the determination of the bottom material and margins through soil tests; and the obtainment of current flows through the section gauging method – speed with a current meter and the identification of the physical–chemical composition of the water.

The estimation of flood flows, necessary for the design of works for energy dissipation and channel protection, was carried out by the rational method applicable in small basins with concentration times of less than six hours. In addition, the general duration curve was used for the determination of the estimated low flow from data obtained based on the Temez precipitation-runoff model applicable in climatic and geologically homogeneous basins.

This degree thesis includes the hydraulic and structural design of the Caucasian type uptake or the bottom type uptake and complementary works of energy dissipation and protection of the ravine, a sand removal equipment of a single chamber with diversion channel, cargo and transportation tank for a management flow of 12 l/s from La Retraída ravine, located in the parish of Puembo, northwest of the city of Quito.

Complementary to the design, the estimated budget was calculated from the analysis of unit prices and number of works, where 72% of the total constitutes protection works.

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En el Ecuador, el riego enfrenta múltiples problemas, desde la escasez de agua hasta la falta de organización y voluntad política. Siendo el principal inconveniente que enfrentan los agricultores la baja eficiencia generada por la dificultad de construcción de nuevos proyectos, limitado acceso a la tecnología, inexistencia de diseños aprobados y diseños inadecuados (Zapatta & Gasselin, 2015).

Uno de estos casos se presenta en la quebrada La Retraída, ubicada en la parroquia rural de Puembo, donde se capta el agua a través de una toma directa con la ayuda de un muro que sirve de desviación al flujo natural de la misma. La obra existente no cumple con los objetivos mínimos de una captación teniendo caudales de derivación variables y problemas de acumulación de material flotante y sedimentos en el fondo de la quebrada, necesitando mantenimiento diario.

La Junta de Regantes del Barrio Salazar Gómez solicitó a la Escuela Politécnica Nacional mediante las actividades de vinculación que sostiene con la comunidad, el diseño de la obra de captación con el objetivo de renovar el uso del caudal de 12 l/s adjudicado por la Secretaria Nacional del Agua (SENAGUA) a través del proceso administrativo Nro. 3129-2015-RV. (SB). El agua conferida proviene de la quebrada la Retraída y constituye los remanentes de riego de las zonas altas del sector.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar la obra de captación en la quebrada La Retraída mediante la aplicación del diseño hidráulico con el fin de cumplir con el requisito solicitado por la SENAGUA para la renovación de uso de las aguas de la Junta de Regantes del Barrio Salazar Gómez.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estimar los caudales de crecida y estiaje de la quebrada La Retraída a través del estudio hidrológico, para definir los caudales de diseño de la obra.
- Dimensionar los elementos de la obra de captación mediante diseño hidráulico con el fin de que sea eficiente desde el punto de vista técnico y económico.
- Determinar el presupuesto de la captación a través de la definición de cantidades de obra y análisis de precios unitarios para obtener el costo referencial del proyecto.

1.3 ALCANCE

El presente proyecto propone el diseño de la obra de captación en la quebrada la Retraída ubicada en la parroquia de Puembo al noroccidente de la ciudad de Quito, para que la Junta de Regantes del Barrio Salazar Gómez obtenga la renovación del uso de las aguas. La obra cumplirá con las condiciones de: captar la cantidad de agua para la que fue diseñada para cualquier calado en el río, impedir en medida de lo posible el ingreso de material sólido y flotante y finalmente garantizar todas las condiciones de seguridad necesarias. Siendo estos los requerimientos que toda obra de captación debe cumplir para asegurar un funcionamiento óptimo (Krochin, 1986).

Para el análisis y diseño de cualquier obra de captación es necesario el manejo de información hidro-meteorológica, teniendo en cuenta registros temporales de lluvia, temperatura y evaporación con el fin de determinar caudales mínimos, medios y máximos a través de un análisis estadístico y probabilístico. Además, se requiere conocimientos de hidráulica de orificios, compuertas y vertederos ya que toda obra incluye estos componentes para el control del caudal. Asimismo, es necesario el uso de la hidráulica de canales abiertos la cual tiene por objetivo comprender las características del flujo superficial (CONAGUA, 2016).

1.4 JUSTIFICACIÓN

El uso del agua para riego en el Ecuador se maneja de una manera ineficiente, tanto en la distribución como en la captación del recurso hídrico, debido

al manejo de procesos sin planificación, ni justificación (Pazmiño, 2016). Por tanto, dar una solución técnica adecuada para un sistema de captación en zonas comunitarias es un aporte importante para el desarrollo económico del país, ya que el riego es considerado un elemento primordial en el control de la pobreza, generando empleo y disminuyendo la migración a la zona urbana (Pazmiño, 2016). Además de obtener la renovación del uso de las aguas para la Junta de Agua del Barrio Salazar Gómez.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

2.1 MARCO TEÓRICO

2.1.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1.1.1 Análisis de Información Meteorológica

El estudio de los factores climatológicos como la precipitación, evaporación, temperatura, toma gran importancia debido a que estas características, además de las físicas, topográficas y geológicas determinan el régimen hidrológico de una zona (Monsalve, 1995). El régimen hidrológico constituye el modo de variación tanto en tiempo como en espacio, pudiendo determinarse a través del análisis de la información periodos de crecida y estiajes.

Debido a la calidad de datos meteorológicos disponibles y a la existencia de vacíos, es necesario realizar un tratamiento previo de los mismos. En donde se busca llevar a una condición de homogeneidad a los datos históricos a utilizarse, además de rellenarlos.

El método generalmente aplicado para el relleno de datos es el de correlación – regresión, en donde se infiere una relación lineal entre variables estableciendo un grado de correspondencia entre las mismas dado por el coeficiente de correlación (Carrera, et al., 2016). El objetivo del método es generar una gráfica de dispersión que proporcione una ecuación lineal de la forma $y = mx + b$ que permita calcular los valores faltantes; siempre y cuando la correlación r entre las variables sea fuerte. Kennedy (como se citó en Almeida, 2010) propone que r con valores mayores o iguales a 0.7 son aceptables para datos con periodos de tiempo comunes.

Una vez que se han rellenado las series, se evalúa la homogeneidad de la información. En primera instancia a través de la prueba de rachas, análisis no paramétrico que determina si los datos son aleatorios. Una racha, representada por **NS**, constituye un grupo consecutivo de elementos que se encuentran sobre (**NA**) o bajo (**NB**) el valor de la mediana, así un número disminuido de rachas es índice

de tendencia (Cabello, 2013). Los valores de NA deben encontrarse entre el 10% y 90% de probabilidad de excedencia de una distribución normal para indicar homogeneidad. En la tabla 2.1 se muestran los valores aceptables de NS para las condiciones de probabilidad antes mencionadas y para cada NA, teniendo en cuenta el número de elementos de la serie.

Tabla 0.1
Distribución del número de Rachas según Thom

NA	P 10%	P 90%
10	8	13
11	9	14
12	9	16
13	10	17
14	11	18
15	12	19
16	13	20
17	14	21
18	15	22
19	16	23
20	16	25
25	22	30
30	6	36
35	31	41
40	35	47
45	40	52
50	45	57

Fuente: Castillo & Sentís, 2001

Año	P (mm)	NA	NS	Año	P (mm)	NA	NS
1980	80.8	+	1	1999	72.6	+	1
1981	72.0	-	1	2000	88.6	+	0
1982	87.7	+	1	2001	49.3	-	1
1983	84.5	+	0	2002	76.8	+	1
1984	84.1	+	0	2003	63.2	-	1
1985	57.8	-	1	2004	66.6	-	0
1986	68.0	-	0	2005	54.7	-	0
1987	56.4	-	0	2006	84.4	+	1
1988	75.7	+	1	2007	72.9	+	0
1989	67.1	-	1	2008	98.3	+	0
1990	60.2	-	0	2009	62.3	-	1
1991	67.8	-	0	2010	78.2	+	1
1992	46.1	-	0	2011	78.5	+	0
1993	82.9	+	1	2012	66.1	-	1
1994	72.5	+	0	2013	57.8	-	0
1995	83.8	+	0	2014	58.3	-	0
1996	91.3	+	0	2015	46.3	-	0
1997	80.1	+	0				
1998	59.3	-	1	MEDIANA	72.2	18	16

Figura 2.1 Prueba de Rachas
Elaboración: Propia

El segundo método de verificación de la homogeneidad es la curva de doble masa. Este análisis consiste en construir una curva doble acumulativa, en donde el eje de las abscisas corresponde a la media acumulada de los totales anuales de las estaciones de la región y el de las ordenadas a los totales anuales acumulados de la estación a analizarse (Monsalve, 1995). Se concluye a través de este método gráfico, que la estación es homogénea cuando no existen cambios en la pendiente de la curva, es decir se obtiene un coeficiente de correlación cercano a uno. Monsalve (1995) menciona que cuando existan cambios de pendiente significativos, deben ser corregidos para las condiciones actuales, es decir los tramos más recientes, o para el tramo de mayor longitud.

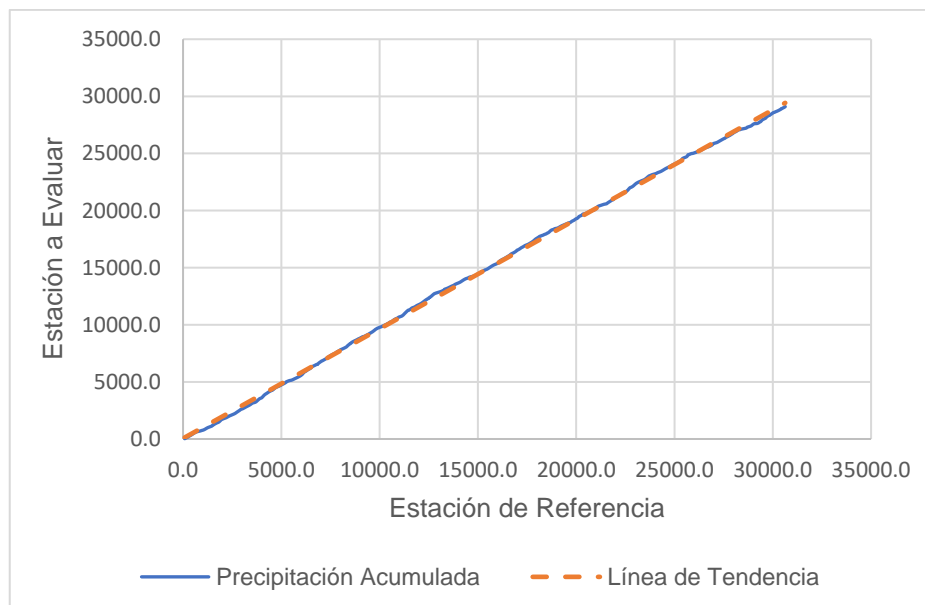


Figura 2.2 Curva de doble masa
Elaboración: Propia

El análisis de precipitaciones implica conocer el régimen pluviométrico de una zona a través de la distribución mensual de la precipitación, además de la variabilidad de esta, como también los valores característicos de pluviosidad. Para evaluar la variabilidad, es necesario tener en cuenta dos estudios: la variación temporal que incluye la estacionalidad y la estacionariedad; y la variación estacional, que comprende la distribución espacial y la relación entre precipitación y elevación (Luna, et al., 2018).

La variación periódica y previsible de una serie temporal, es llamada estacionalidad. Esta puede ser determinada mediante el coeficiente de variación estacional **CVs**, el coeficiente de variación interanual **CVi** y la relación entre ambos; valores altos tanto de CVs como de CVi determinan que existe una estacionalidad y una variación interanual marcada; mientras que la relación entre los dos coeficientes denota si hay o no uniformidad en la distribución de la precipitación (Luna, et al., 2018). Por otra parte la estacionariedad es una cualidad de los datos que muestra una situación constante durante un cierto tiempo, por tanto tiene variaciones predecibles en dicho periodo; para considerar estacionaria a una serie de datos el incremento o disminución de la pendiente tiene que ser significativa.

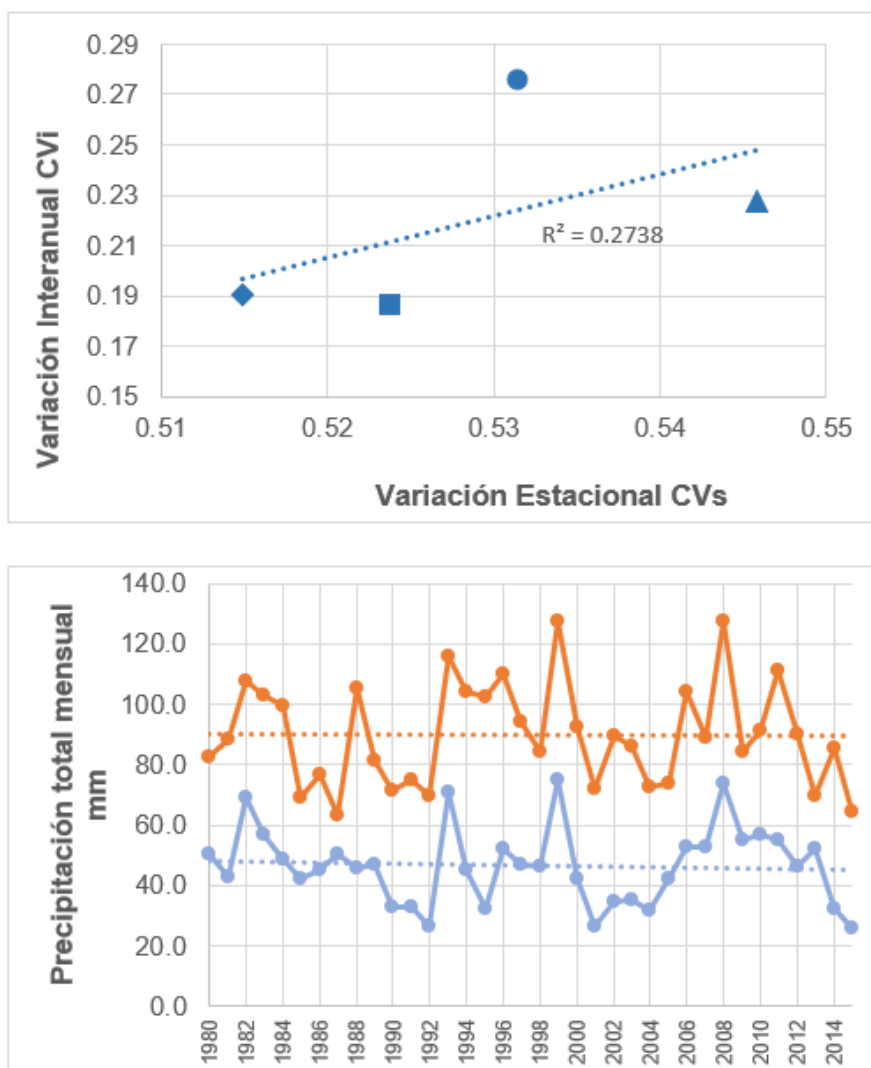


Figura 2.3. Estacionalidad y Estacionariedad
Elaboración: Propia

Dentro de la variación estacional, se considera la relación entre precipitación y elevación, con el objetivo de encontrar la dependencia existente entre la orografía y la pluviosidad, el análisis se lleva a cabo a través de un método gráfico en el que el eje de las abscisas corresponde a la altitud y el de las ordenadas a la precipitación media interanual. Otro aspecto del estudio de variación estacional es la distribución espacial que busca determinar la homogeneidad de la precipitación en una zona, para lo cual se requiere realizar una interpolación espacial de los datos de las estaciones puntuales, generando un mapa de isoyetas.

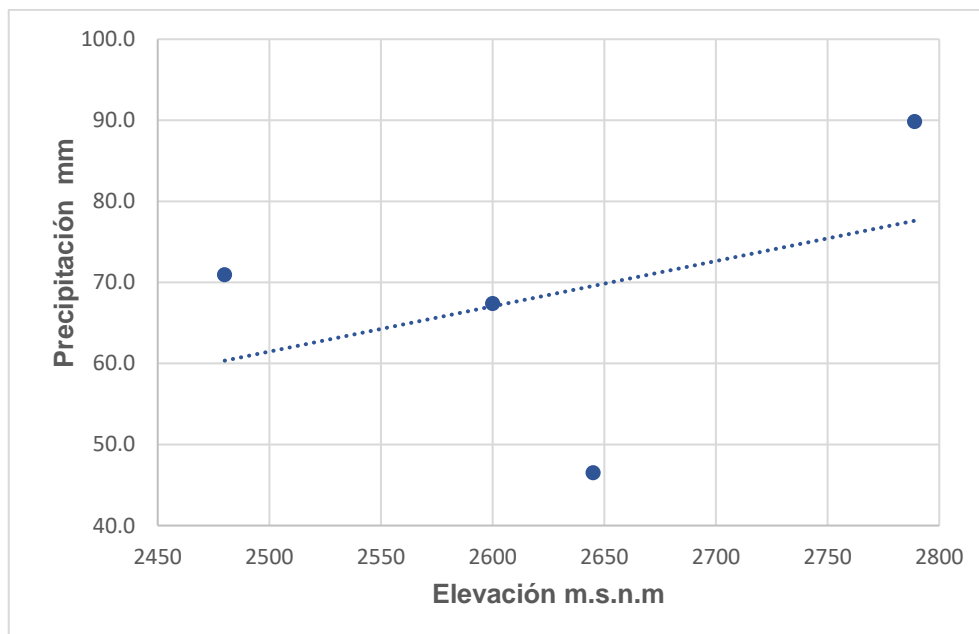


Figura 2.4 Análisis de variación estacional, precipitación - elevación
Elaboración: Propia

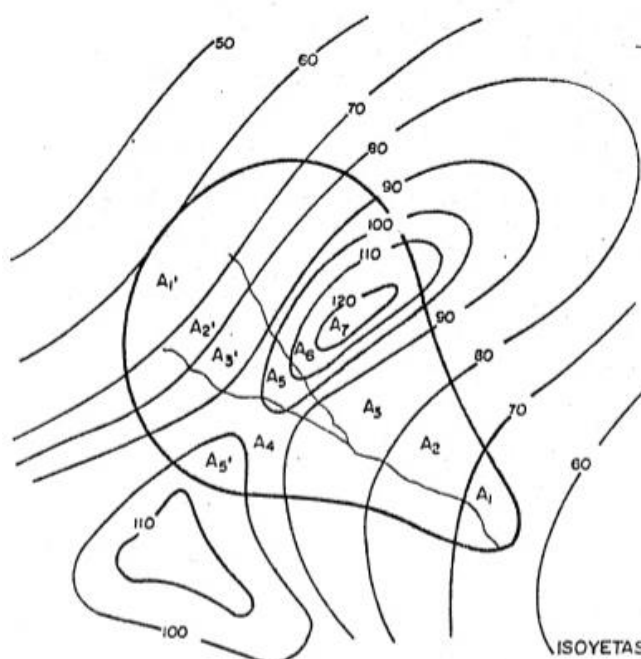


Figura 2.5 Análisis de variación estacional, Mapa de Isoyetas
Fuente: (Ventura, 1987)

El régimen pluviométrico puede concluirse a partir de un hietograma de láminas de precipitación, el cual permite visualizar la cantidad de precipitación mensual y dar una idea clara de lo que ocurre en el transcurso del año (Almeida, 2010). Finalmente, los valores característicos de precipitación de una zona están representados por la lluvia mensual media, máxima y mínima.

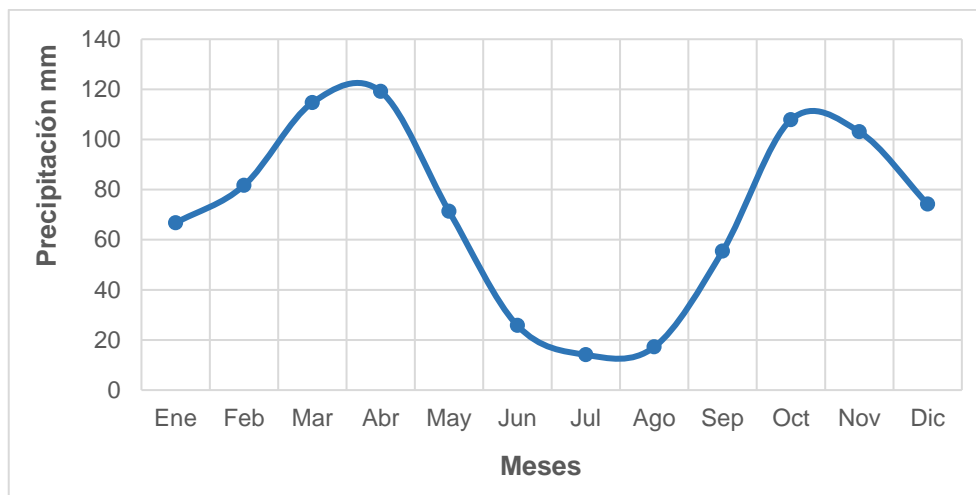


Figura 2.6 Régimen pluviométrico
Elaboración: Propia

Con lo que respecta al análisis de la temperatura, se requiere realizar la evaluación de la variación estacional mediante un hietograma que muestre los valores mínimos, medios y máximos característicos de cada mes. Al igual que la precipitación, la temperatura depende en gran parte de la orografía de la zona, por tanto para obtener un valor medio de la cuenca, se genera un gráfico de la temperatura media de cada estación con su respectiva altitud.

Siguiendo la misma metodología aplicada en la precipitación y temperatura, se realiza el estudio de variación estacional con los valores típicos mensuales para los datos de humedad relativa y evaporación.

2.1.1.2 Determinación de Caudales de Crecida

Se define como creciente pluviométrica a los caudales de gran magnitud que, de manera eventual se generan en los cauces como consecuencia de la lluvia. El análisis de crecidas tiene como objetivo la protección de la infraestructura logrando un diseño óptimo y seguro; la optimización, a través de este análisis comprende un balance entre el riesgo aceptable y el costo de la obra, siendo necesario definir un caudal máximo para un cierto periodo de ocurrencia (Arrau, 2010).

La metodología de cálculo para crecidas de diseño se divide en dos ramas, los métodos directos que consisten en el análisis de frecuencias de caudales máximos registrados, y los métodos indirectos basados en la transformación de precipitación – escorrentía (Arrau, 2010). En el caso específico de este proyecto,

no se contó con datos de caudal, siendo la ejecución de métodos directos no viable; por otra parte, al ser una cuenca pequeña como se describe en el capítulo 3, el método racional aporta una buena precisión, por tanto, esta sección se basará en este procedimiento.

El método racional se basa en que, para cierta intensidad de lluvia constante sobre un área de drenaje, el caudal de escorrentía superficial pasa a ser el caudal pico o caudal máximo, cuando el tiempo del evento llega a ser el tiempo de concentración (Monsalve, 1995). El método ha sido ampliamente utilizado, debido a su facilidad de aplicación, sin embargo, se debe tomar en cuenta que la precisión de este es aceptable cuando se trabaja con cuencas pequeñas, constituyendo como límite de tamaño a cuencas con tiempo de concentración igual a seis horas (MOPU, 1990).

El caudal de entrada al sistema es igual al producto de la intensidad de lluvia por el área, sin embargo, para relacionar este caudal con el caudal pico es necesario del coeficiente de escorrentía (Chow, Maidment, & Mays, 1994). Obteniendo la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6}$$

Donde

Q	→	Caudal máximo para un tiempo de retorno en m^3/s
i	→	Intensidad de precipitación en mm/h
A	→	Área de drenaje de la cuenca en km^2
C	→	Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía **C**, es un valor adimensional que se encuentra entre cero y uno. Este coeficiente depende de elementos como las características del terreno, tipo de suelo, permeabilidad, vegetación y humedad previa; además del tiempo de duración de la lluvia. Es verdad que durante la precipitación el coeficiente de escorrentía debería aumentar debido a que la infiltración disminuye, sin embargo, una de las suposiciones del método racional es que este, permanezca constante (WASA-GN, 2009). La selección del coeficiente de escorrentía debe

considerar todos estos factores, convirtiéndolo en la variable con menor precisión. Varios autores como Benítez en 1980, Chow, Maidment & Mays en 1994, McCuen en 1998, han propuesto diferentes tablas con valores de C que pueden ser utilizados.

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Cemento, tejados	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2-7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente alta (> 7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente alta (> 7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Zonas rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Pendiente media (2-7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente alta (> 7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Pendiente media (2-7%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente alta (> 7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58
Nota: Los valores de esta tabla son los utilizados en la ciudad de Austin (Texas, USA) para determinar caudales punta por el método racional en su término municipal.							

Figura 2.7 Coeficiente de escorrentía C
Fuente: Chow V, 1994

Chow, Maidment & Mays (1994) definen por intensidad a la tasa temporal de precipitación, es decir la cantidad de lluvia en un punto por unidad de tiempo. La intensidad se selecciona en base a la duración de lluvia y la frecuencia o periodo de retorno, por tanto, la utilización de curvas IDF constituye un paso primordial en el análisis. El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) a través de la actualización del estudio de lluvias intensas del año 2015, permite calcular la

intensidad a través de ecuaciones IDF para 35 zonas de intensidad homogénea, siendo necesario disponer de datos de intensidad máxima en 24 horas para un periodo de retorno específico (I_{dTR}) y tiempo del evento, que como se analizó anteriormente constituirá el tiempo de concentración (T_c)

El tiempo de concentración determina el lapso necesario para que toda la cuenca contribuya a la escorrentía superficial en un punto dado (Monsalve, 1995). Este parámetro depende de las características físicas de la cuenca: área, pendiente, longitud, elevación media, entre otras y se puede establecer a través de diversas ecuaciones empíricas, siempre tomando en cuenta las condiciones para las cuales fueron desarrolladas. En el Anexo 1 se puede encontrar una tabla con diferentes ecuaciones para el tiempo de concentración con su respectiva descripción.

Los datos de I_{dTR} están disponibles en el estudio realizado por el INAMHI antes mencionado, a través de mapa de isoyetas o tablas de intensidad máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno.

2.1.1.3 Determinación del Caudal Mínimo

Como metodología de determinación de caudales mínimos, es ampliamente utilizada la curva de duración general (CDG). Dicha curva también llamada de permanencia de caudales consiste en la construcción de un gráfico donde se representa de manera descendente los caudales observados contra el porcentaje de tiempo en el que dicho caudal es igualado o excedido (Monsalve, 1995). La curva de duración general puede ser determinada para datos de caudales diarios, mensuales o anuales. Almeida (2010) menciona que en la práctica hidrológica nacional, se considera caudal mínimo a los valores asociados a las frecuencias que excedan el 80,90 y 95%.

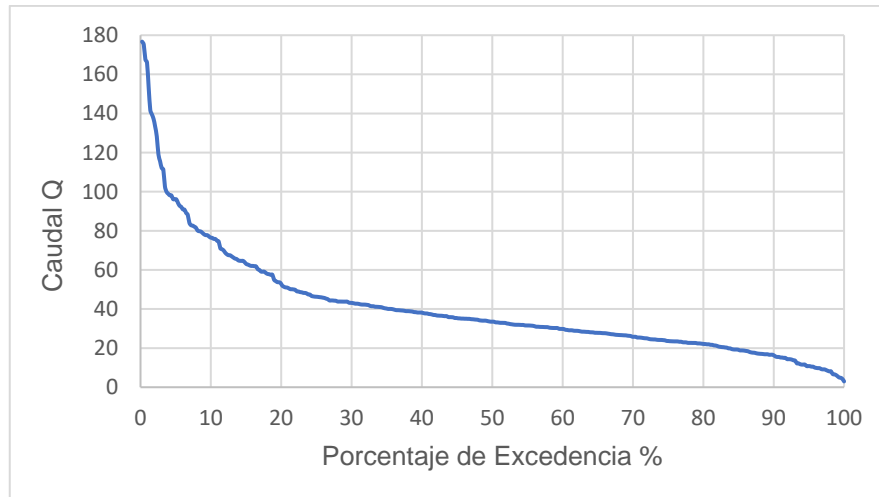


Figura 2.8 Curva de duración general
Elaboración: Propia

Cuando los datos de partida son insuficientes, no es posible obtener una curva de duración general de manera directa, por tanto, se utiliza metodología alterna que ayude a generar la información necesaria. Los modelos determinísticos tienen por objetivo estimar series de aportaciones a partir de datos meteorológicos, siendo herramientas útiles en el estudio hidrológico. En el presente proyecto se utilizó el modelo de precipitación – aportación de Témez el cual se describe en la presente sección.

Se debe tomar en cuenta que el modelo no considera una distribución espacial de las variables sino, toma únicamente los valores medios, por tanto, la aplicación de este se restringe solo a cuencas pequeñas homogéneas climática y geológicamente (Murillo & Navarro, 2011). Al ser un modelo matemático, es necesario tener variables y parámetros que puedan definir un fenómeno específico, sin embargo los parámetros son valores que no necesariamente son conocidos, por tanto el modelo debe ser calibrado mediante la comparación entre las aportaciones obtenidas y las medidas en campo con el objetivo de encontrar una combinación adecuada de los mismos (Fernández, Vela, & Castaño, 2000). El modelo de Témez por su bajo número de parámetros es una herramienta útil en cuencas con un número reducido de datos.



Figura 2.9 Representación gráfica del modelo de Témex
Fuente: Potenciano & Villaverde, 2005
Elaboración: Propia

En el modelo de Témex, la precipitación que ingresa, se divide en dos componentes: 1. la evapotranspiración real, que es generada a partir de la evapotranspiración potencial, y 2. el excedente total, que constituye la suma de la escorrentía superficial y la infiltración; finalmente la escorrentía total que recibe el río está conformada por la escorrentía superficial y la escorrentía subterránea (Murillo & Navarro, 2011). El modelo simula los principales procesos de transferencia de agua que ocurren en el ciclo hidrológico, considerando dos almacenamientos: suelo y acuífero (CEDEX, 2013). Y puede ser aplicado a cualquier escala de tiempo sea horaria, diaria, mensual o anual. En la figura 2.9 se resume a manera de esquema el modelo de Témex.

Como se mencionó anteriormente un modelo se compone de variables y parámetros que a través de modelaciones matemáticas llegan a la representación de un evento, la tabla 2.2 describe las variables del modelo y su simbología.

Tabla 0.2
Variables y simbología del modelo Témez

Variable	Simbología
Precipitación	P
Excedente Total	T
Humedad	H
Infiltración	I
Escorrentía Superficial	E
Evapotranspiración	Ev
Descarga del Acuífero	Q

Elaboración: Propia

Cabrera (2014) menciona que el excedente total **T**, está relacionado con la precipitación de manera que:

En periodos secos, T será nulo, debido a que la cantidad de lluvia no excede el valor del umbral de precipitación **P_o**, por tanto, toda el agua precipitada se incorpora a la humedad del suelo. A partir de que se alcanza **P_o**, tanto el excedente como la humedad del suelo empiezan a incrementarse de manera simultánea; mientras que para cantidades elevadas de precipitación **P**, el excedente total tiende de manera asintótica al valor de déficit máximo de humedad del suelo δ ya que la capacidad de almacenamiento de la zona no saturada tiene un valor máximo **H_{max}**, al igual que la Evapotranspiración potencial **EPT**.

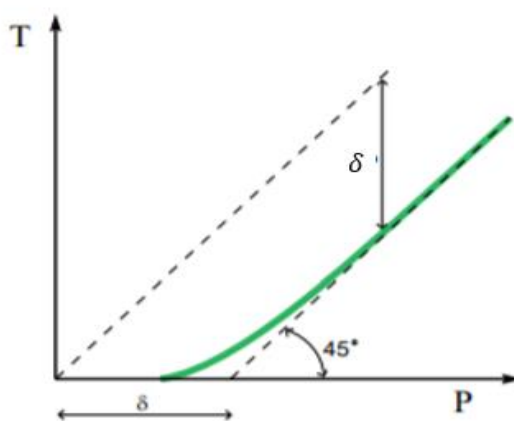


Figura 2.10 Variación del excedente total según Témez
Fuente: Cabrera, 2014

Este proceso puede ser representado a través de la siguiente función:

$$T = \frac{(P - P_o)^2}{P + \delta - 2P_o}$$

$$P_o = C (H_{max} - H_o)$$

$$\delta = H_{max} - H_o + ETP$$

Siendo C un valor adimensional que permite obtener el valor de P_o a partir del déficit de humedad en el suelo.

Una vez establecido el excedente total, deber ser descompuesto en escorrentía superficial e infiltración. La infiltración tiende a aumentar a medida que el excedente aumenta, hasta llegar a la Infiltración máxima I_{max} , la cual no solo depende de las características del terreno, sino también de la intensidad de la precipitación (Murillo & Navarro, 2011). La infiltración responde a la ecuación mostrada a continuación:

$$I = I_{max} \frac{T}{T + I_{max}}$$

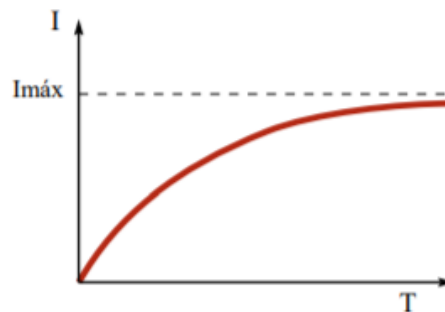


Figura 2.11 Variación de la Infiltración según Témez
Fuente: Cabrera, 2014

El valor del aporte subterráneo se obtiene mediante la suposición de que este está directamente relacionado con el volumen almacenado en esta capa. La ecuación que describe el volumen V que tendría el acuífero se presenta a continuación, donde V_0 corresponde al volumen al inicio del periodo, α el coeficiente de descarga del acuífero e I la infiltración en el periodo de tiempo (Buguña, 2019).

$$V = V_0 * e^{-\alpha} + I * e^{-\alpha/2}$$

$$Q_{sub} = V_0 - V + I$$

Sabiendo que la infiltración constituye la recarga para el almacenamiento del acuífero, el escurrimiento superficial estará dado por:

$$Q_{sup} = T - I$$

En conclusión, el aporte total Q_T en el intervalo de tiempo que se haya calculado es igual a la suma de la escorrentía superficial más el aporte subterráneo.

$$Q_T = Q_{sup} + Q_{sub}$$

Resumiendo, el modelo de Témez trabaja con cuatro parámetros que deben ser calibrados, H_{max} capacidad máxima de retención de humedad en el suelo, C parámetro de excedente, I_{max} capacidad máxima de infiltración y α coeficiente de descarga del acuífero. Según lo descrito por Témez en el año de 1977, H_{max} se encuentra entre 50 – 250 mm dependiendo de la textura, pendiente, espesor de la franja donde ocurre la evapotranspiración y uso del suelo, C toma valores entre 0.2 – 1, I_{max} entre 100 y 400 mm/mes dependiendo si la lluvia en el sector de análisis es esporádica o permanente. Además, cabe mencionar que los valores iniciales H_0 y Q_0 se reducen conforme pasa el tiempo llegando a ser poco significativos (Buguña, 2019; Cabrera, 2014; Murillo & Navarro, 2011).

2.1.1.4 Aforo por método de sección – velocidad con molinete

Se define por caudal al volumen de agua que pasa a través de una sección transversal determinada en una unidad de tiempo, la medición o también llamado aforo de caudal es una operación de campo que busca determinar dichos valores. El caudal depende directamente de dos variables: el área de la sección trasversal A y la velocidad media del flujo V , por tanto, la selección de las secciones de aforo, juegan un papel muy importante en la confiabilidad de los datos obtenidos, ya que un cauce estable garantiza que la velocidad no presente alteraciones, IDEAM (2007) recomienda ciertas condiciones para una adecuada selección de las mismas:

- a. La sección debe ubicarse preferentemente un tramo recto.
- b. Las líneas de flujo de la corriente deben ser uniformes y paralelas a las márgenes, si dichas líneas no tienen estas características producirán alteraciones en la velocidad.

- c. Se debe evitar cambios fuertes de pendiente, al igual que remolinos, aguas muertas, obstáculos en el cauce y lechos fangosos.

El aforo por determinación de sección – velocidad, es uno de los más utilizados para aforar corrientes superficiales. El objetivo de este método es determinar las dos variables que intervienen en la ecuación de continuidad, para lo cual se debe tomar mediciones de ancho y profundidad de las secciones transversales, además de la velocidad en un o más puntos de las verticales.

$$Q = A * V$$

Q	→	Caudal aforado en m^3/s
A	→	Área transversal de la sección m^2
V	→	Velocidad media de la sección m^2/s

La determinación del área dependerá de las condiciones del cauce, para aquellos que sean variables, es recomendable dividir en franjas la sección debido a la variación de la velocidad, además de la facilidad de operación en campo. El ancho de cada franja no debe ser mayor al 1/20 del ancho total de la sección y el caudal que pase por la misma menor o igual al 10% del total (OMM, 2011).

La medición de la velocidad se la realiza a través de un molinete o micro molinete. Este equipo consiste en dos partes principales, la hélice de aspas, la cual gira cuando el agua se encuentra en movimiento y el mecanismo que permite contabilizar el número de vueltas que da la hélice en un espacio de tiempo determinado (Kennedy, Fragoza, Peña, & Moreno , 1992). La relación existente entre número de revoluciones y velocidad es indicada por cada equipo, ya que esta es determinada con pruebas de laboratorio.



Figura 2.12 Micromolinet para medición de caudales

Para cada franja se deberá obtener la velocidad media, esta puede ser establecida a través del método de número discreto de puntos, que con base a mediciones experimentales sobre la distribución de velocidad en el plano vertical se concluyen las siguientes prácticas (OMM, 2011).

- Método de un solo punto: La velocidad media en una vertical está ubicada a $0,6d$ desde la superficie (d representa el valor del calado), por tanto, la medición con el molinete deberá tomarse en este punto. Este método se recomienda para secciones con poca profundidad, pero no menores a 40 cm.

$$V_m = V_{0.6}$$

- Método de dos puntos: Las observaciones se realizan a $0,2d$ y $0,8d$ desde la superficie, la velocidad media corresponde al promedio de los dos valores. El método de dos puntos es aplicable cuando la distribución de velocidades es normal y la profundidad mayor a 60 cm.

$$V_m = (V_{0.2} + V_{0.8})/2$$

- Método de tres puntos: Se toma medidas de velocidad en los puntos $0,2d$, $0,6d$ y $0,8d$ desde la superficie. La aplicabilidad de este método está basada principalmente para situaciones en donde la $V_{0.8}$ no es confiable debido a la turbulencia, siendo necesario obtener el valor de $V_{0.6}$ (IDEAM,2007). Para obtener la medida de la velocidad media, se pondera la velocidad de $0,6d$ y se calcula a través de la siguiente ecuación.

$$V_m = 0.25(V_{0.2} + 2 V_{0.6} + V_{0.8})$$

- Método de los cinco puntos: Para este método se debe tomar mediciones en los puntos $0,2d$, $0,6d$, $0,8d$ y lo más cercano a la superficie y al fondo posible. Este presenta utilidad cuando se tenga una distribución de la velocidad vertical irregular, además hay que tomar en cuenta que para aplicar dicho método la sección debe estar libre de vegetación.

$$V_m = 0.1(V_{Super} + 3V_{0.2} + 2V_{0.6} + 3V_{0.8} + V_{fondo})$$

- Método de velocidad superficial: Este método es utilizado para medir flujos con velocidades elevadas, no permitiendo realizar sondeos de profundidad, siendo el caso de mediciones en crecidas. Para obtener la velocidad media $V_m = K V_{Super}$ a través de la velocidad superficial es necesario de un coeficiente que toma los valores de 0,85 o 0,86.

2.1.2 CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO PARA OBRAS DE CAPTACIÓN

2.1.2.1 Objetivos principales de las estructuras de captación

Una obra de toma constituye un conjunto de estructuras situadas en la zona de captación que permite desviar parte del flujo de agua para ser aprovechado. Dichas estructuras deben captar el recurso hídrico de manera adecuada considerando siempre la disponibilidad de este. Por tanto, una obra de captación debe cumplir con varios objetivos para que trabaje de manera eficiente. Krochin (1986) propone que toda toma por derivación directa debe cumplir con varias condiciones:

- Para cualquier calado en el río, sea época de estiaje o de crecida, la cantidad de caudal líquido captado debe ser constante. Este es denominado caudal de diseño y es el gasto máximo que puede admitir una obra.
- Se debe minimizar el ingreso de material sólido y flotante tanto a la captación como a la conducción, y permitir un tránsito favorable de este, aguas abajo de la obra. La reducción del ingreso de caudal sólido disminuirá la frecuencia de operación de mantenimiento. Se busca que no ingresen sólidos de mayor tamaño, sin embargo, será inevitable el ingreso de finos, siendo necesario contar con un desarenador que no permita la llegada de estos a la conducción.
- Con respecto a los sedimentos, es importante la expulsión de los mismos para lo cual es necesario contar con una desviación artificial desde la entrada de la estructura, además de una correcta evacuación de los sedimentos que hayan ingresado en la toma.
- La vida y estabilidad de una obra de captación están relacionados con el caudal de avenida. El caudal máximo para el que fue diseñado será el

que la obra permita pasar sin sufrir daños estructurales. Por tanto, se debe minimizar los efectos en las obras por el tránsito de cualquier caudal, sea ordinario o extraordinario.

- Finalmente, es necesario satisfacer todas las condiciones de seguridad necesarias.

2.1.2.2 Tipos de estructuras de captación

El agua superficial se presenta de manera que está sujeta a la presión atmosférica, por tanto, es toda aquella que se encuentra en reposo o movimiento sobre la superficie de la tierra. La mayor parte del agua aprovechada por el hombre es superficial, que generalmente con ayuda de la fuerza de la gravedad puede ser utilizada. Una captación por gravedad debe estar ubicada a una altura suficiente del lugar de consumo para que el agua pueda fluir por su propio peso (Krochin, 1986).

Por otra parte, Krochin (1986) realiza una subdivisión de las captaciones de aguas superficiales, dividiéndolas en derivación sin regulación y obras de almacenamiento. Si bien es cierto que las primeras no ofrece regulación, aprovechando únicamente el caudal disponible en el momento, son las más utilizadas cuando se trata de pequeñas obras. Dicho esto, en este apartado se describirá los tipos de derivaciones sin regulación.

Las **tomas directas** son aquellas obras que permiten captar directamente el agua de la fuente sin necesidad de implementar un dique que desvíe el líquido hacia un canal de derivación (Sparrow, 2018). Estas captaciones requieren que el caudal de escurrimiento en el río sea prácticamente constante y bastante mayor que el caudal de diseño, la profundidad del río en la zona de captación no debe disminuir en ninguna estación del año, además las márgenes del río deben ser totalmente estables. En este tipo de obras es muy difícil controlar la entrada de caudal sólido teniendo como consecuencia que el canal llegue a azolverse (Krochin, 1986). La ventaja de este tipo de captación es la economía que presenta. En la figura 2.13 se muestra el esquema de una toma directa.

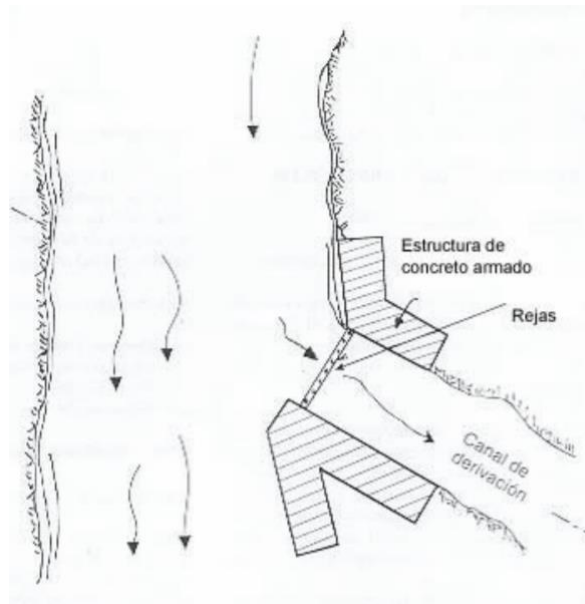


Figura 2.13 Esquema de una toma directa
Fuente: Moreno, 2004

La **toma lateral o convencional** consiste en un orificio o vertedero lateral protegido por una reja que capta el agua debido al cierre del cauce del río mediante un dique vertedero. La figura 2.14 corresponde a un esquema de la toma convencional y sus elementos característicos. El objetivo del vertedero llamado también azud, es disminuir la velocidad del agua, logrando minimizar el arrastre de sedimento y facilitar el ingreso de caudal líquido por la rejilla. Además, en época de crecida, el exceso de agua pasará por encima de este componente, que en función de la altura puede generar problemas en el tramo inmediato aguas abajo debido al incremento de energía cinética, por tanto, es necesario colocar obras de disipación de energía y protección del cauce. Dentro de las ventajas de este tipo de captación, Castro (2011) menciona que el problema con los sedimentos puede ser mínimo si se tiene una correcta selección de la ubicación y la configuración geométrica; se logra tener un adecuado control sobre la regulación del caudal de ingreso, y mantener constante tanto el caudal derivado como el nivel de la superficie libre del agua; finalmente es posible la corrección y rehabilitación de dichas obras sin mayor dificultad y costo. Por otra parte, el mismo autor menciona dentro de las desventajas la sensibilidad a la ubicación; la necesidad de obras complementarias tanto en manejo de sedimentos como disipación de energía; además la presencia de una estructura de cierre disminuye el efecto del flujo secundario, eleva el costo de construcción y genera tendencia al azolve en el embalse que se produce.

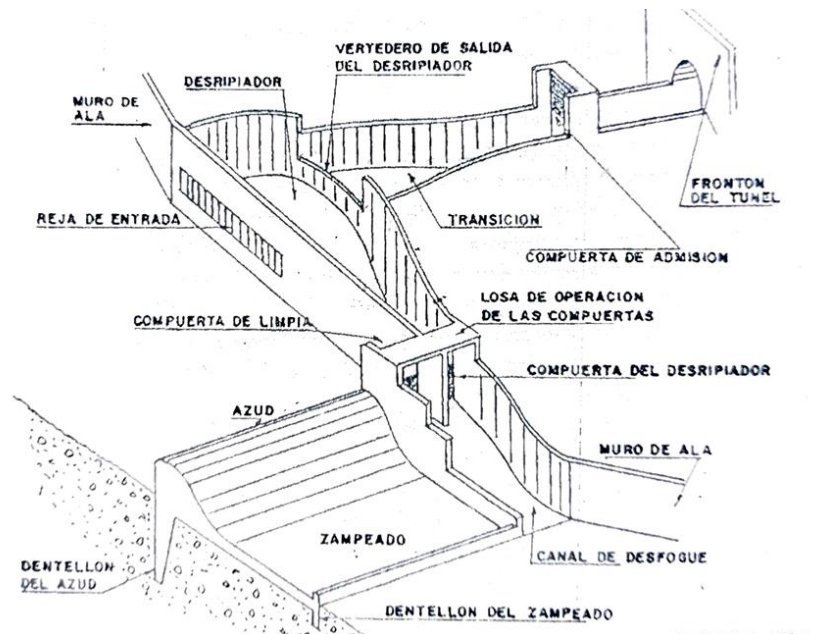


Figura 2.14 Esquema de una toma convencional
Fuente: Krochin, 1986

La **toma de fondo** o **tirolesa** es una obra de captación pensada para ríos de montaña, este tipo de toma en comparación con la anterior ha sido modificada con el objetivo de disminuir ciertos efectos como es el costo de disipación por la altura del vertedero y el constante mantenimiento necesario para evitar el taponamiento de la reja (Krochin, 1986). La toma de fondo consiste como se muestra en la figura 2.15, en un dique de pequeña altura colocado en sentido transversal al río, donde la rejilla con cierta inclinación y barrotes paralelos al flujo se encuentra en la cresta del vertedero sobre una galería de captación que transporta el caudal derivado. Al encontrarse la rejilla en la parte más baja del cierre, el agua pasa forzosamente sobre ella, sea cual sea el caudal momentáneo en el curso, además de permitir que las piedras pasen con facilidad sobre ella, sin embargo, el paso de material flotante logra taponar con facilidad el sistema. Las ventajas que ofrece este tipo de captación son: una construcción sencilla y de bajo costo, poco mantenimiento, operación automática, la toma de fondo no es sensible al lugar de implantación, no tiene restricción en el paso de crecidas ni está sujeta a daños durante ellas, tiene un funcionamiento correcto aún en flujo supercrítico, la rejilla no se bloquea en su totalidad, puede captar caudales mínimos, no requiere embalsamiento y es muy favorable cuando se tiene sedimento grueso; sin embargo, presenta desventajas como: limitación en el caudal derivable, difícil operación de

secado y acceso para la limpieza de la rejilla y la galería, no ofrece restricción de entrada al material sólido fino, además no es posible la regulación en la variación del caudal natural, la rejilla debe tener un tamaño relativamente grande debido al riesgo de taponamiento, requerimiento de barrotos estables, y tiene tendencia a taponarse con material flotante y vegetal (Castro M. , 2011).

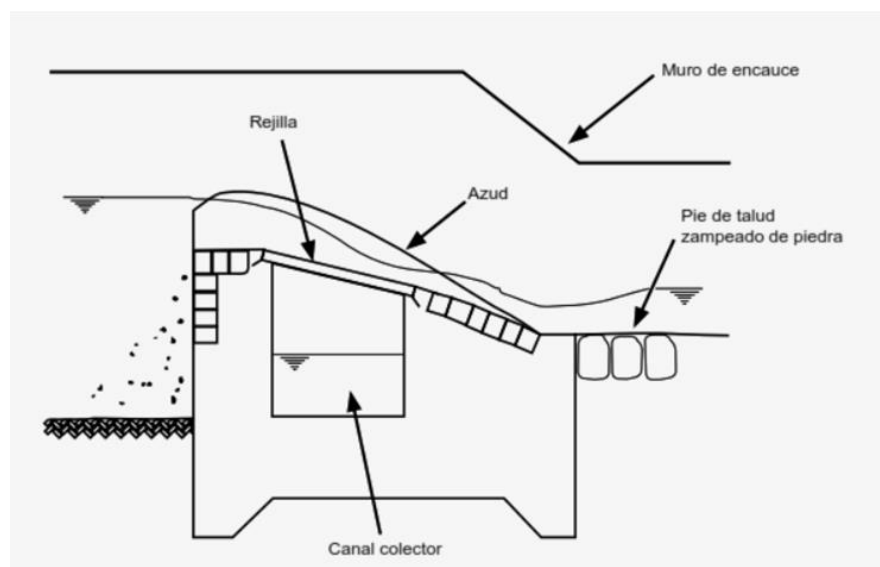


Figura 2.15 Esquema de una toma convencional
Fuente: PROAGRO/ GTZ, 2010

2.1.2.3 Criterios para la ubicación de obras de captación

En lo que corresponde a la morfología fluvial, la ubicación de una obra de captación tiene que analizar la configuración en planta, el perfil longitudinal y la sección transversal, siempre tomando en cuenta que la obra debe adaptarse con facilidad al desarrollo natural del tramo seleccionado.

Martín Vide (2003), menciona que se puede notar dos configuraciones en planta típicas, descartando un cauce recto al ser muy raro en un medio natural, la primera, el trezado que se caracteriza por estar compuesto de canales menores que se entrelazan entre sí, una corriente con alto contenido de sedimentos tiene tendencia a formar este tipo configuración; la segunda, la meandriforme en donde el cauce es único sin embargo es muy sinuoso, las ondas o meandros formadas en planta están acompañados de asimetría en las secciones transversales. La toma lateral o convencional tiene una mayor eficiencia cuando está ubicada en la zona cóncava del meandro, si el tramo es recto se requieren estructuras para forzar el

flujo en curvatura. La toma de fondo o tirolesa no es sensible a la configuración en planta del meandro, pudiendo ser ubicada tanto en tramos rectos como curvos, sin embargo, es estos últimos requiere direccionamiento del flujo principal.

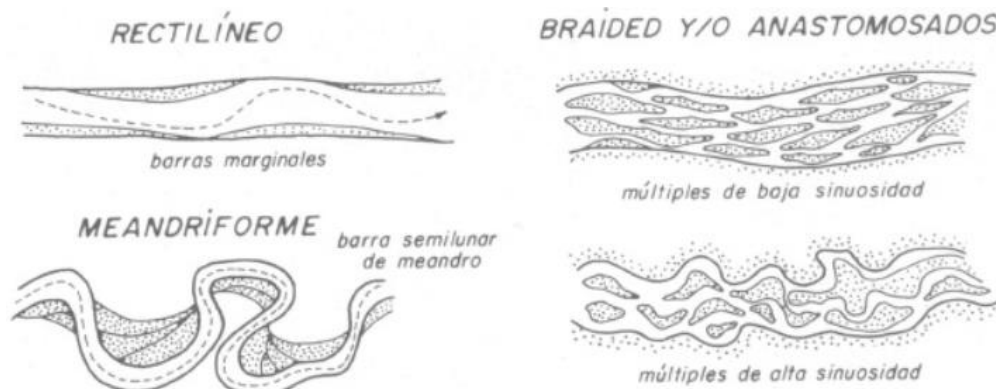


Figura 2.16 Configuración en planta de los cauces
Fuente: Vázquez , 2012

El perfil longitudinal de un río es la representación de una línea trazada desde el nacimiento hasta la base de este (Universidad Católica de Chile, 2009). La determinación del perfil longitudinal toma importancia debido a las condiciones que se presentan en los tres tramos característicos. El tramo superior corresponde a la zona montañosa con altos gradientes longitudinales, en proceso de erosión y profundizamiento del cauce, cursos irregulares, tramos rectos cortos, y presencia de material grueso. En el curso medio el lecho del río se ensancha y disminuye la pendiente, es característico de zonas al pie de montañas, presenta anchas orillas, secciones transversales respectivamente regulares, está conformada de grava y arena, este tramo tiene una actividad fluvial de erosión, sedimentación y transporte (Universidad Católica de Chile, 2009). Finalmente, el curso inferior tiene curvas de gran radio, el lecho está conformado por arena fina y gruesa, además de predominar la sedimentación. Captaciones de fondo se adaptan de manera favorables a tramos superiores, ya que el material predominante es grueso. Para tramos medios o inferiores, las captaciones o derivaciones laterales son una mejor opción.

Como se mencionó anteriormente y se muestra en la figura 2.17 los meandros presentes en un cauce son alteraciones en la alineación en planta, sin embargo, la sección transversal también presenta irregularidades. La zona con

mayor profundidad y calado es denominada thalweg (Martín Vide, 2003), dicha zona está ubicada en el exterior de la curva y se presenta en ella altas velocidades, además de erosión; mientras que en la zona interna o convexa el calado es menos profundo, la velocidad menor y existe acumulación de sedimentos.

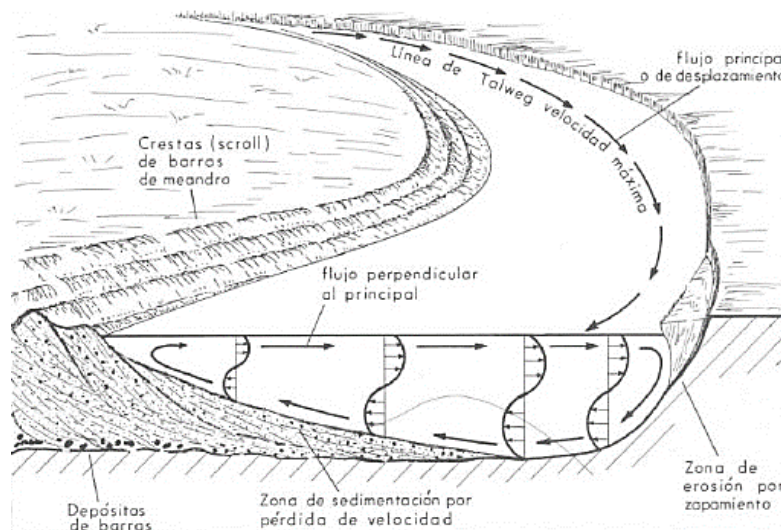


Figura 2.17 Flujo en una sección curva
Fuente: Vázquez , 2012

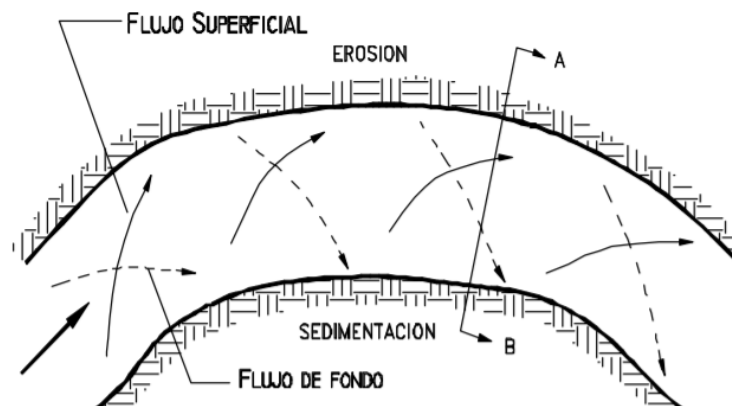


Figura 2.18 Flujo de Fondo y Flujo Superficial en una curva
Fuente: Rocha , 2005

Rocha (2005) menciona que el escurrimiento tanto del caudal sólido como líquido es diferente en un tramo curvo que uno recto ya que en el primero se produce un flujo helicoidal y una pendiente transversal haciendo que en lecho móviles la corriente del fondo se dirija al margen interno mientras que la superficial al margen externo, representado en la figura 2.18. Por otra parte, Rocha en Introducción Teórica al Estudio de Bocatomas (1978) explica que el efecto Bulle consiste en que las capas inferiores al tener menor velocidad tienden a realizar

cambios de dirección a la vez que las capas superiores con mayor velocidad siguen en línea recta, por tanto, en una bifurcación recta, como el caso presentado en el literal a de la figura 2.19, las capas inferiores con mayor cantidad de sedimento tienden a dirigirse al canal de derivación, siendo el caudal sólido derivado Q_{F1} el 95% del caudal sólido total Q_F . En consecuencia, la ubicación ideal para minimizar la entrada de sólidos en una desviación lateral es la orilla externa obteniendo mejores resultados mientras más se acerque a la entrada de la curva, como se observa en el literal e de la figura 2.19, donde el caudal sólido derivado corresponde únicamente al 5% del total debido a que se logra una inversión del efecto Bulle debido a que en este caso el canal principal al tener un cambio de dirección se consideraría como el canal de derivación (Rocha,1978).

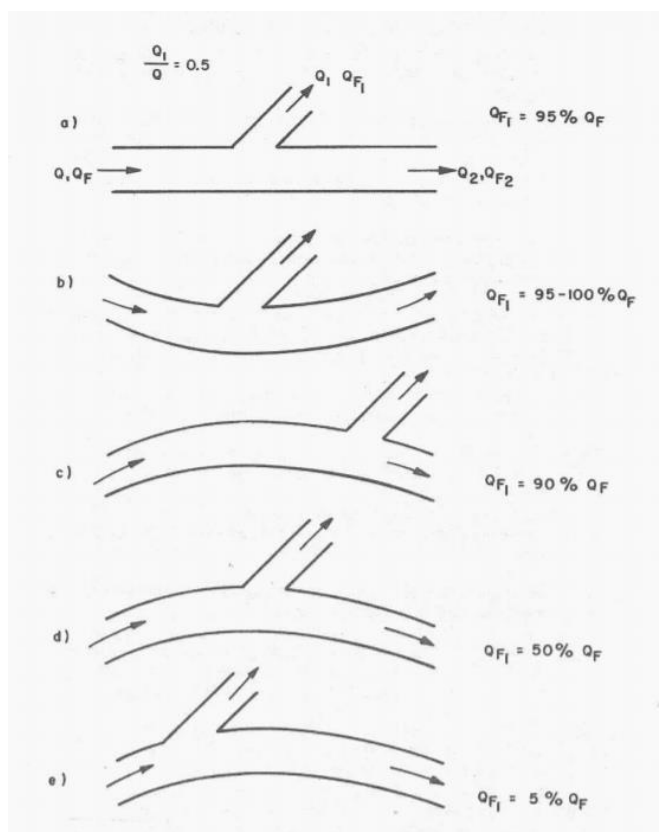


Figura 2.19 Ingreso de sedimento al canal de derivación
Fuente: Rocha , 1978

2.1.2.4 Criterios de dimensionamiento de los componentes de una obra de captación

Debido a las características de la zona de implantación, que se explicará a detalle en el capítulo III, la descripción de los criterios de dimensionamiento expuestos en esta sección corresponderá únicamente a la toma de fondo o tirolesa, obra de captación seleccionada para el presente proyecto.

2.1.2.5 Diseño de la Rejilla

El dimensionamiento de la rejilla debe considerar que el objetivo principal de esta es evitar el ingreso de material sólido de gran tamaño a la galería, por tanto, la ecuación que cumple con el caudal de ingreso se verá afectada en gran parte por la forma y separación de las barras. Como hipótesis para el análisis teórico se asume que el flujo sobre la rejilla es unidimensional, sin embargo, el caudal de ingreso no es uniforme, teniendo una tendencia decreciente (Castillo & Lima, 2010). El caudal derivado por la rejilla se calcula mediante la ecuación del orificio (Ec 1.) tomando en cuenta, a través del coeficiente de velocidad C_v , que la distribución de esta no es uniforme, y por otra parte, mediante el coeficiente de contracción C_c , que existe una reducción del flujo por cambio de sección; el producto de los coeficientes antes mencionados resulta en la obtención del coeficiente de C_{qH} que se cuantifica a través de mediciones experimentales para cada caso de rejilla en concreto (García, 2016).

$$\frac{dq}{dx} = C_v C_c m \sqrt{2gH} = C_{qH} m \sqrt{2gH} \quad [1]$$

Donde:

- C_{qH} → Coeficiente de descarga en función de la altura de energía
 m → Índice de huecos, relación entre área total y área de hueco
 H → Energía total disponible

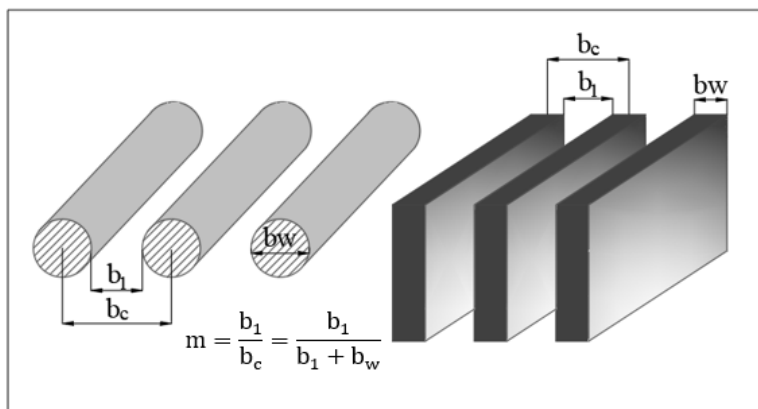


Figura 2.20 Esquema de abertura entre los barrotes de una rejilla – Índice de hueco
Fuente: García, 2016

En la tabla 2.3 se presentan las ecuaciones de descarga propuesta por varios autores, mientras que en el anexo 2 se muestra un resumen de las

expresiones dadas para la longitud de rejilla necesaria para derivar un caudal en específico. Respecto al coeficiente de descarga, Haro (2019) menciona que hay que considerar que existe una gran variabilidad en cuanto a los valores de C_{qh} , C_{qH} , C_{qo} , $C_{qh}(h)$, $C_{qH}(x)$; además es importante diferenciar entre el uso de calado h y energía H para de la obtención del coeficiente; recalca que cada valor de coeficiente de descarga fue obtenido para condiciones particulares y que no existe un metodología de cálculo que permita considerar diferentes parámetros; finalmente señala que la estimación de este coeficiente debe considerar el tipo de barrote, el espaciamiento entre estos, la pendiente longitudinal de la rejilla, el caudal y las condiciones de aproximación.

Tabla 0.3

Ecuaciones del caudal derivado

Autor	dq/dx
Garot (1939)	$C_{qh}m\sqrt{2gh(x)}$
De Marchi (1947)	$C_{qH}m\sqrt{2gH_o}$
Bouvard (1953)	$C_{qo}m\sqrt{2gh(x)\cos\alpha}$
Nosedá (1956)	$C_{qh}(h) m\sqrt{2gh(x)}$
Frank (1956)	$C_{qh}m\sqrt{2gh(x)\cos\alpha}$
Mostkow (1957)	$C_{qH}m\sqrt{2gH_o}$
Krochin (1978)	$C_{qH}m\sqrt{2gH_o}$
Brunella (2003)	$C_{qo}m\sqrt{2gh(x)\cos\alpha}$
Righetti (2008)	$C_{qH}(x) m\sqrt{2gH_o}$

Siendo: $h(x)$ Altura de la lámina de agua en función a la coordenada x , $C_{qh}(x)$ coeficiente de descarga en función de la altura de la lámina de agua, $C_{qH}(x)$ coeficiente de descarga en función de la energía y la coordenada x , C_{qo} el coeficiente de descarga medido bajo condiciones estáticas, H_o altura de energía del flujo de aproximación al inicio de la reja, m relación entre espesor y espaciamiento de la rejilla, α inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal

Fuente: García, 2016

En el presente trabajo se describirá dos ecuaciones que permiten la obtención de la longitud de rejilla. La primera corresponde a la expresión propuestas por Frank, que han sido ampliamente utilizada en el diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas en el Ecuador y recopilada por estudios y

manuales de diseño de centrales hidroeléctricas y sistemas de riego. **Frank (1956)** proponen la ecuación 2 para determinar el caudal de ingreso por la rejilla.

$$q = \frac{2}{3} c C_{qo} L \sqrt{2gh_o} \quad [2]$$

Donde:

q	→	Caudal a ser captado por la rejilla (m ³ /s/m)
c	→	Coefficiente de contracción de la rejilla
C _{qo}	→	Coefficiente de descarga estático
L	→	Longitud de la rejilla (m)
h _o	→	Calado al inicio de la rejilla
g	→	Aceleración de la gravedad (9.81 m/s ²)

El coeficiente de contracción de la rejilla es un valor adimensional que depende del índice de hueco **m** la inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal **β**. Este parámetro se calcula a través de la ecuación 3:

$$c = 0.6 * m * \cos \alpha^{\frac{3}{2}} \quad [3]$$

El siguiente parámetro de la ecuación es el coeficiente de descarga estático medido en rejillas con $m = 0.6$, mismo que está condicionado por la forma del barrote como se observa en la figura 2.21. Un barrote con geometría circular genera una menor pérdida de energía, sin embargo, la operación de limpieza tiende a ser más complicada debido al atascamiento de material sólido. La forma óptima de los barros de la rejilla corresponde a rectangulares con aristas vivas ya que este tipo facilita la limpieza, aunque tenga mayores pérdidas (figura 2.22).

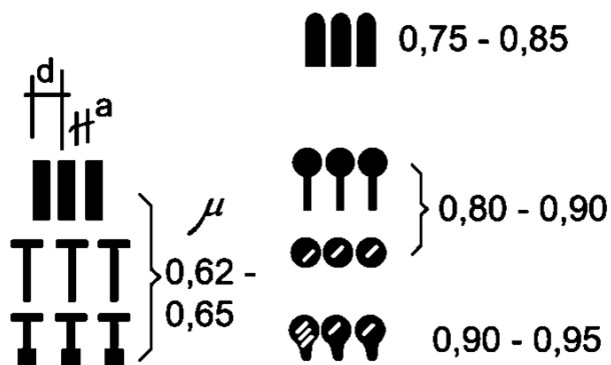


Figura 2.21 Valores de coeficiente de descarga μ
Fuente: PROAGRO/ GTZ, 2010

a) Agua clara (Drobir, 1981; Frank, 1956; Frank, 1959)



b) Flujo con transporte de sedimentos (Andaroodi y Schleiss, 2006; García et al., 2018b)

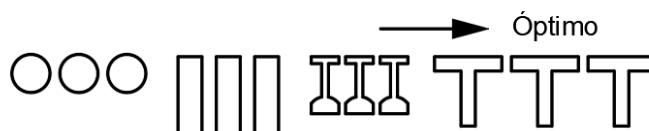


Figura 2.22 Tipos de barrote recomendado para agua clara y para flujo con sedimento
Fuente: Haro, 2019

Krochin (1986) menciona que no se debe tomar como carga de la rejilla la altura de agua que hay sobre ella ya que se ha comprobado que en barras paralelas la distribución de presiones es diferente a la hidrostática. El inicio de la rejilla corresponde a la sección con energía específica mínima, por tanto el ingreso a la misma se da con calado crítico h_c , sin embargo, en la práctica este valor resulta menor, siendo necesario un factor de reducción o corrección K_c dependiente de la inclinación de la rejilla que para una distribución hidrostática de la presión se da la ecuación que se muestra a continuación (Mattos, 1999).

$$2 \cos \beta * K_c^3 - 3K_c^2 + 1 = 0 \quad [4]$$

Tabla 0.4

Factor de corrección en función del ángulo de inclinación según Frank

Ángulo β	K_c	Ángulo β	K_c
0°	1.000	14°	0.879
2°	0.980	16°	0.865
4°	0.961	18°	0.851
6°	0.944	20°	0.837
8°	0.927	22°	0.825
10°	0.910	24°	0.812
12°	0.894	26°	0.800

Fuente: Mattos, 1999

Recapitulando, la profundidad perpendicular en el borde superior a la rejilla h es igual al producto del calado crítico h_c y el factor de corrección K_c como se muestra en la ecuación 5. Mientras que la expresión del calado crítico en la ecuación 6.

$$h = K_c * h_c \quad [5]$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * B^2}} \quad [6]$$

La segunda metodología se basa en el trabajo experimental desarrollado en la Universidad Politécnica de Cartagena desde el año 2010, donde se calcula la longitud de rejilla para diversos tipos de barrotes, índices de huecos y pendientes, tanto para agua clara como considerando arrastre de sedimento, lo que permite evaluar el incremento de longitud debido a la oclusión. Haro (2019) realiza mediciones en el laboratorio utilizando barrotes circulares con índice de hueco $m = 0.28$ y 0.60 y barrotes tipo T con $m = 0.16$, 0.22 y 0.28 ; para caudales entre 0.05 y $0.20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y con cinco pendientes longitudinales (0 , 10 , 20 , 30 , 33%).

De la investigación se obtiene un coeficiente de descarga promedio (expresado por la ecuación 7) que considera la variación del índice de huecos y la pendiente longitudinal de la rejilla. Donde a y b son constantes que dependen del índice de hueco y C_{qo} corresponde al coeficiente de descarga estático planteado por García en el año 2016.

$$\overline{C_{qH}} = \frac{a m C_{qo}}{(1 + \tan \alpha)} q^b \quad [7]$$

$$a = 0.37 m^{-1.15} \quad [8]$$

$$b = 0.05 \quad \text{si } m \leq 0.28 \quad [9]$$

$$b = 2.195 m - 0.5646 \quad \text{si } 0.28 < m < 0.31$$

$$b = 0.270 m + 0.0378 \quad \text{si } 0.31 < m < 0.60$$

$$b = 0.20 \quad \text{si } m > 0.60$$

$$C_{qo} = C e^{-0.77m} \quad [10]$$

$$C = 1.52 \quad \text{para barrote cuerpo de pez}$$

$$C = 1.43 \quad \text{para barrote circular}$$

$$C = 1.15 \quad \text{para barrote prismático redondeado}$$

$$C = 0.90 \quad \text{para barrote tipo T}$$

Una vez obtenido el coeficiente de descarga promedio se puede calcular la longitud de rejilla a través de la ecuación 11:

$$L = \frac{q}{\overline{C_{qH}} \sqrt{2 g H_{min}}} \quad [11]$$

$$H_{min} = 1.50 h_c \quad [12]$$

Donde:

- q → Caudal a ser captado por la rejilla (m³/s/m)
- $\overline{C_{qH}}$ → Coeficiente de descarga promedio
- H_{min} → Altura de energía mínima (m)
- h_c → Calado crítico (m)
- g → Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

A través del desarrollo de las ecuaciones descritas en este apartado, con cualquiera de las dos metodologías propuestas, se obtiene la longitud **L** de la rejilla. Es importante mencionar que el valor obtenido se refiere a la longitud en el sentido de la pendiente, mas no una longitud horizontal de la misma. Además, se debe considerar un incremento en este parámetro con el objetivo de contrarrestar posibles obstrucciones, En la tabla 2.5 se describe a manera de resumen las recomendaciones de varios autores con respecto al factor de obstrucción. Haro (2019) concluye que el factor de obstrucción f para barrote tipo T se encuentra entre 1.15 y 1.20, mientras que f para barrotes circulares ronda entre 3.03 y 4.04.

Tabla 0.5*Factor de obstrucción recomendado por varios autores*

Autor	Factor de Obstrucción f
Krochin	1.15 - 1.30
Drobir y Simmler	1.50 - 2.00
Andaroodi y Schleiss	1.20
Lauterjung y Schmidt	1.20
Bouvard	1.50 - 2.00
Castillo	1.30
García	1.30
Haro	B. tipo T: 1.40 B. circular: 3.50

Fuente: Haro, 2019

García (2016) cita recomendaciones de varios autores con respecto al ángulo de inclinación de la rejilla donde: Drobir (1981,1999), Simmler (1978), Righetti y Lanzoni (2000) propone pendientes entre el 20 y 30%, Bouvard (1992) sugiere valores entre el 10 y 60% en cauces con abundante sedimento, Krochin (1978) recomienda valores entre 0 y 20%; además se menciona que hay que tomar en cuenta que la inclinación de la rejilla de una captación de fondo deber ser siempre mayor a la pendiente longitudinal del tramo del río a implantarse con el fin de garantizar que el material sólido pueda circular sobre este elemento.

En la investigación desarrollada por García se observa que entre menor pendiente longitudinal se adopte, para el caso de flujo con arrastre de sedimento, la rejilla de captación será menos eficiente debido a que la oclusión es mayor. Además, García concluye que la pendiente óptima para barrotes tipo T será del 30%. La figura 2.23 muestra los resultados obtenidos por el autor donde cuantifica el rendimiento del caudal captado con relación a la pendiente de la rejilla; en el gráfico se puede notar como para agua clara la eficiencia disminuye conforme la pendiente aumenta, sin embargo, en el caso de presencia de sedimentos ocurre lo mencionado anteriormente hasta rejas con pendientes del 30%, a partir de este valor la eficiencia disminuye.

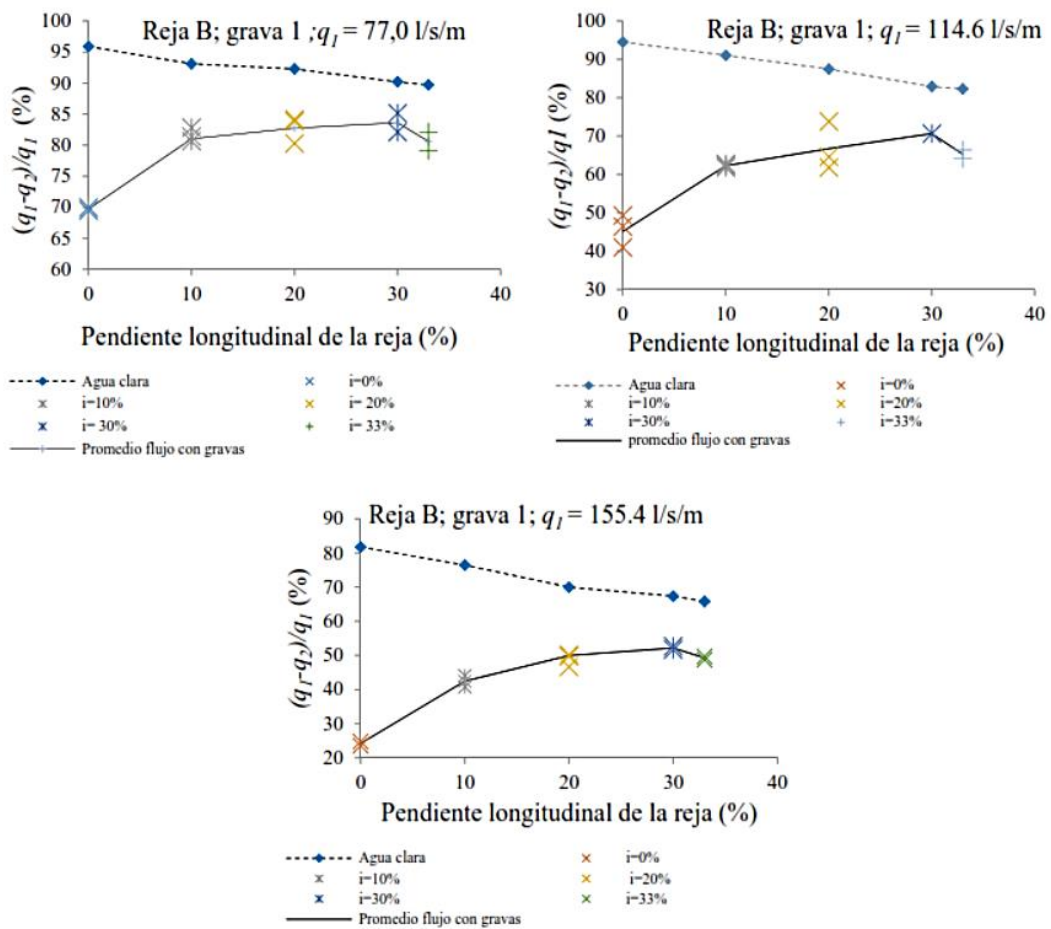


Figura 2.23 Resultados de eficiencia vs. pendiente longitudinal obtenidos por García
Fuente: García, 2016

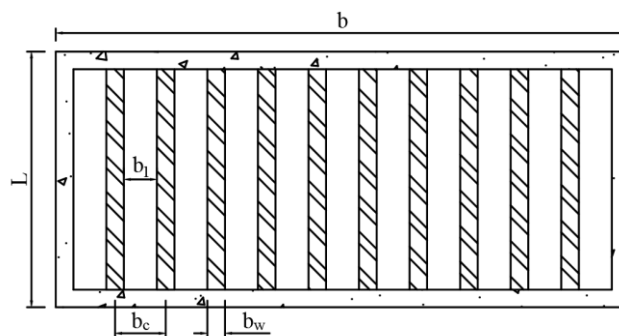


Figura 2.24 Esquema de la rejilla de captación
Elaboración: Propia

2.1.2.6 Diseño de la Galería

El diseño de la galería de captación tiene como base la consideración de un caudal variable, por lo que Zamarín citado por PROAGRO/ GTZ (2010) en su método de cálculo discretiza la longitud total de la galería, obteniendo un caudal por cada tramo. A su vez se obtiene para cada punto una velocidad que relacionada

con el caudal a través de la ecuación de continuidad se logra un área correspondiente por tanto el calado necesario en cada tramo.

Para garantizar que el material sólido que ingresó por la rejilla sea arrastrado es necesario tener una velocidad en la galería igual o mayor a $V > 3 * \sqrt{g * s}$ donde **g** es la aceleración de la gravedad y **s** el tamaño máximo de partícula que ingresará al colector; para que esta condición se cumpla se asume un valor de velocidad ingreso a la rejilla de 1 m/s y una velocidad final de 2 – 3 m/s (Krochin, 1986).

Como consideración del método se asume que toda la energía se disipa en la mezcla turbulenta producida entre el agua que ingresa y la que se encuentra previamente en la galería, por tanto, el movimiento solo depende del gradiente hidráulico. Finalmente, el coeficiente de rugosidad de Manning **n** tomará valores altos entre 0.035 – 0.045 debido a las turbulencias antes mencionadas (Krochin, 1986).

Las cotas del fondo de la galería se obtienen a través de la ecuación de Bernoulli. La altura total de esta corresponde a la elevación de la línea de energía más un factor de seguridad del 15% (Krochin, 1986).

$$Q_x = \frac{Q}{B} X \quad [13]$$

Donde:

- Q_x → Caudal para cada tramo (m³/s)
- Q → Caudal de derivación (m³/s)
- B → Largo total de la galería o ancho de la toma (m)

$$V_x = \frac{V_f - V_o}{B} X + V_o \quad [14]$$

Donde:

- V_x → Velocidad en cada tramo (m/s)
- V_f → Velocidad final en la galería (m/s)
- V_o → Velocidad inicial en la galería (m/s)

$$A = \frac{Q_x}{V_x} \quad [15]$$

Donde:

- A → Área transversal de cana tramo (m²)
 Q_x → Caudal para cada tramo (m³/s)
 V_x → Velocidad en cada tramo (m/s)

$$d = \frac{A}{B_1} \quad [16]$$

Donde:

- d → Calado en cada tramo de la galería (m)
 B₁ → Base de la Galería $B_1 = L \cos \beta$ (m)
 L → Longitud de la rejilla (m)
 β → Ángulo de inclinación de la rejilla

$$Rh = \frac{A}{B_1 + 2d} \quad [17]$$

Donde:

- Rh → Radio hidráulico para sección rectangular (m)
 B₁ → Base de la Galería $B_1 = L \cos \beta$ (m)
 d → Calado de la galería (m)

$$I_e = \frac{V_x^2 n^2}{Rh^{4/3}} \quad [18]$$

Donde:

- I_e → Gradiente hidráulica o pendiente de la línea de energía
 V_x → Velocidad en cada tramo (m/s)
 n → Coeficiente de rugosidad de Manning
 Rh → Radio hidráulico (m)

$$h_f = I_e (\Delta x) \quad [19]$$

Donde:

- h_f → Pérdidas de energía (m)
 I_e → Pendiente de la línea de energía
 Δx → Diferencia de distancia entre el tramo anterior y el analizado

2.1.2.7 Diseño del Azud o Vertedero de excedencia

Los vertederos de excedencia desempeñan dos funciones fundamentales dentro de las obras hidráulicas, una de ellas la de control, además, dicho elemento constituye la principal obra de seguridad evacuando el caudal en exceso que se genera durante un evento de crecida máxima (Mattos, 1999). El vertedero tipo cimacio, estudiado en primera instancia por Creager, es el vertedero más utilizado para obras de excedencia, debido a que su configuración coincide con el perfil inferior de una lámina de agua que vierte sobre un vertedero rectangular hipotético de pared delgada perfectamente aireado, por tanto permite alcanzar un mejor coeficiente de descarga y tener presiones nulas cuando la carga de vertido sea igual a la de diseño (Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994).

El caudal de descarga para este tipo de vertedero está dado por la ecuación general para vertederos, donde C es el coeficiente de descarga, L la longitud efectiva de coronación y H_o la carga de diseño, misma que constituye la suma de la altura de la lámina vertiente sobre la corona del vertedero h_o y la carga de velocidad de aproximación h_a .

$$Q = C * L * H_o^{\frac{3}{2}} \quad [20]$$

$$H_o = h_o + h_a \quad [21]$$

$$h_a = \frac{V_o^2}{2g} = \frac{q^2}{2g (P + h_o)^2} \quad [22]$$

El coeficiente de descarga C depende de la carga de operación del vertedero en relación con la carga seleccionada para el diseño del perfil del cimacio, el calado aguas arriba, el talud del paramento, la interferencia del zampeado y el calado aguas abajo (Bureau of Reclamation, 2007). La relación entre el paramento y la carga de diseño P/H_o , permite a través de valores experimentales, obtener un coeficiente de descarga C_o , teniendo como condición un paramento vertical y una carga de operación igual a la de diseño, el ábaco del que se obtienen estos valores se encuentra en el anexo 3(a).

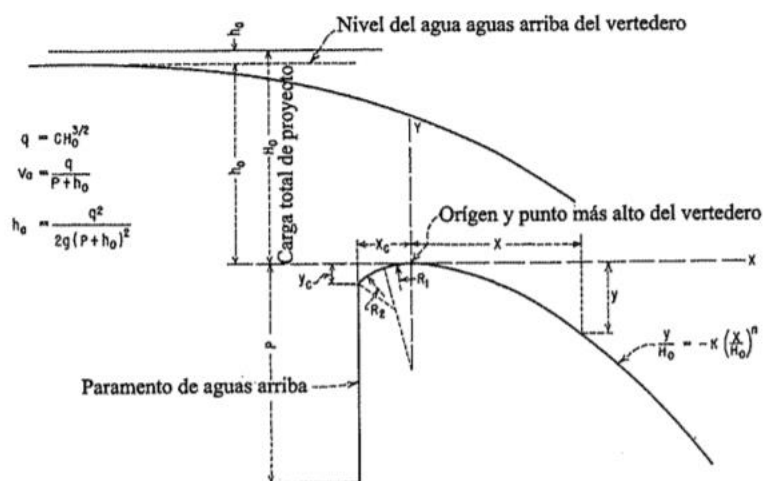


Figura 2.25 Carga sobre vertedero tipo cimacio
Fuente: Bureau of Reclamation, 2007

Cuando la carga de diseño y de operación son diferentes, pero el paramento sigue siendo vertical, C_0 debe ser corregido a través del ábaco del anexo 3(b) propuesto por el Bureau of Reclamation. Sotelo en Diseño Hidráulico de Estructuras Vol. 2 (1994), hace una reflexión sobre la diferencia entre los coeficientes obtenidos cuando son y no son iguales las cargas antes mencionadas, notando que el coeficiente de descarga tiende a incrementarse cuando la carga de operación es mayor a la de diseño, por tanto, se podría mejorar la condiciones del vertedero cuando se presente un caudal máximo si fue diseñado para un caudal menor, tomando siempre en cuenta la tolerancia de presiones negativas.

De la misma manera se realiza corrección al coeficiente de descarga por la diferencia entre la descarga de diseño y de operación, C debe ser corregido por la inclinación del talud a través del ábaco del anexo 3(c), por la posición del zampeado, anexo 3(d) y calado aguas abajo, anexo 3(e). Una vez realizadas las correcciones se obtiene el coeficiente de descarga del vertedero a ser utilizado en la ecuación 20.

Como se representa en la figura 2.25, se considera que el origen del vertedero se encuentra ubicado en el punto más alto del mismo, teniendo aguas arriba de este una curva compuesta por dos arcos con círculos tangentes. Mientras que el perfil del punto de origen hacia abajo está dado por la ecuación 23.

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0}\right)^n \quad [23]$$

Donde x , y son las coordenadas de cada punto perteneciente al perfil, H_o la carga de diseño, n y K coeficientes experimentales que dependen del talud del paramento y la relación entre la carga de velocidad de aproximación y la carga de diseño h_a/H_o . Dichos coeficientes, además de los radios de los arcos se obtienen de ábacos recomendado por el Bureau of Reclamation presente en el anexo 4(a) y 4(b).

2.1.2.8 Diseño del Cuenco Disipador de Energía

Los cuencos de disipación de energía son estructuras de gran utilidad para proteger el cauce natural del río aguas abajo de una obra de cierre. El vertedero de excedencia o azud genera una diferencia de energía cinética que debe disiparse antes de ser incorporada al cauce, por tanto, la velocidad de salida debe ser reducida. Un mecanismo de disipación ampliamente utilizado es el resalto hidráulico, el objetivo del cuenco disipador de energía es dar lugar a la formación de este, dentro de la zona revestida.

El resalto hidráulico es un proceso que se genera cuando existe una transición del régimen supercrítico al subcrítico, este fenómeno está acompañado de una reducción rápida de velocidad, incremento brusco del tirante y un estado de gran turbulencia (Sotelo, Hidráulica de Canales, 2008). Utilizando el teorema de conservación del momento antes y después del resalto, se puede deducir la ecuación 24, correspondiente a los calados conjugados del resalto para canales rectangulares planos o de pequeñas pendientes (Pérez, 2010).

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * Fr_1^2} - 1 \right) \quad [24]$$

Donde:

y_2 → Calado Conjugado

y_1 → Calado Contraído

Fr → Número de Froude, número adimensional que relaciona las fuerzas inerciales y las fuerzas de gravedad que actúan sobre un fluido

En primera instancia es necesario obtener el calado contraído, este es calculado a través de la ecuación de Bernoulli, la energía existente en una sección aguas arriba del azud es igual a la energía en la sección correspondiente al calado

a calcular, por tanto, se obtiene la ecuación 25. Donde y_1 es el calado contraído, q_{max} el caudal específico de máxima avenida y E la energía total sobre el vertedero expresado en la ecuación 26.

$$y_1 = \frac{q_{max}}{\sqrt{2g(E - y_1)}} \quad [25]$$

$$E = P + h_o + \frac{V^2}{2g} \quad [26]$$

Donde:

P	→	Paramento del Azud
h_o	→	Carga sobre el vertedero
$\frac{V^2}{2g}$	→	Carga de velocidad

Una vez establecido el calado contraído, con la ecuación 24 puede obtenerse el calado conjugado, mismo que debe ser comparado con el calado normal del río aguas abajo del cuenco de disipación. El objetivo de dicho procedimiento es asegurar que el resalto permanezca dentro de la estructura, para lo cual el calado conjugado y el calado normal deben ser iguales, esto se consigue profundizando el cuenco de disipación. El valor del escalón negativo que debe generarse está dado por la ecuación 27, Krochin (1986) propone valores de σ entre 1.10 y 1.20. Al profundizar el cuenco de disipación la energía total del sistema se incrementa, siendo necesario reajustar los valores del calado contraído y conjugado hasta que se cumpla la condición de $y_2 = y_n$.

$$S = \sigma * (y_2 - y_n) \quad [27]$$

Donde:

σ	→	Factor de seguridad
y_2	→	Calado Conjugado
y_n	→	Calado normal aguas abajo del cuenco de disipación

Establecidos los valores de los calados conjugados se puede determinar la longitud del resalto, que comprende la distancia entre el calado contraído y_1 y el calado conjugado y_2 , este valor será el que defina la longitud del cuenco de

disipación de energía. Varios autores han propuesto diferentes ecuaciones para obtener dicha longitud, en el presente trabajo se nombra a Pavlovski, Safranetz y Bakhmetev, además en el anexo 5 se incluye un ábaco recomendado por la Bureau of Reclamation que relaciona la Lr/y_2 con Fr_1 .

$$Pavlovski \quad Lr = 2.5 * (1.9 y_2 - y_1) \quad [28]$$

$$Safranetz \quad Lr = 4.5 * y_2 \quad [29]$$

$$Bakhmetev \quad Lr = 5 * (y_2 - y_1) \quad [30]$$

2.1.2.9 Diseño del Enrocado de Protección

El enrocado consiste en un conjunto de material pétreo conocido como canto de roca de un diámetro establecido, colocado de manera irregular, que cumple con la función de resistir la fuerza de ciertas corrientes que pueden generar erosión al pie de una estructura. El tamaño de la roca necesaria para resistir las fuerzas que tienden a mover el enrocado se ve afectada por varios factores como la velocidad y dirección del flujo de salida de la estructura, la turbulencia y las olas (Vlotman, 1989).

Vlotman (1989) sugiere una curva de diámetros mínimos para el enrocado, en función de la velocidad de fondo, menciona además que la velocidad que el agua golpea al enrocado es impredecible, sin embargo, cita a Peterka (1964) que para fines prácticos propone utilizar la velocidad media que corresponde a la ecuación 31, siempre y cuando existe previamente un cuenco que minimice el impacto. La curva del anexo 6, determina el tamaño y peso del enrocado.

$$Ve = \frac{q_{max}}{y_n} \quad [31]$$

Donde:

- q_{max} → Caudal específico de máxima avenida
- y_n → Calado normal

Suárez (2001) menciona que La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes por sus siglas en inglés AASHTO (1999) recomienda que el espesor del enrocado debe aumentarse en 50% si este se coloca bajo agua debido a la incertidumbre de construcción. El enrocado debe tener

una longitud no menor a 1.50 m o a cuatro veces el calado normal en esta sección (Vlotman, 1989).

2.1.2.10 Diseño del Canal de Purga

Con el propósito de evacuar el sedimento acumulado en el embalse que se forma aguas arriba del azud, se diseña un canal de purga, el cálculo de dicho canal está basado en la teoría del flujo bajo una compuerta (ecuación 32), ya que el caudal será regulado por este dispositivo. Gentilini a través de investigaciones experimentales obtiene valores para coeficientes de descarga C_d en dependencia de la relación carga sobre apertura de la compuerta y_1/a para compuertas planas tanto verticales como con cierto ángulo de inclinación (Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994). Los elementos que describen el flujo bajo una compuerta se presentan en la figura 2.26, mientras que los ábacos antes mencionados en el anexo 7.

$$Q = C_d * a * b * \sqrt{2gy_1} \quad [32]$$

Donde:

- Q → Caudal de descarga
- C_d → Coeficiente de descarga de una compuerta
- a → Apertura de la compuerta
- b → Ancho de la compuerta
- y_1 → Calado aguas arriba de la compuerta

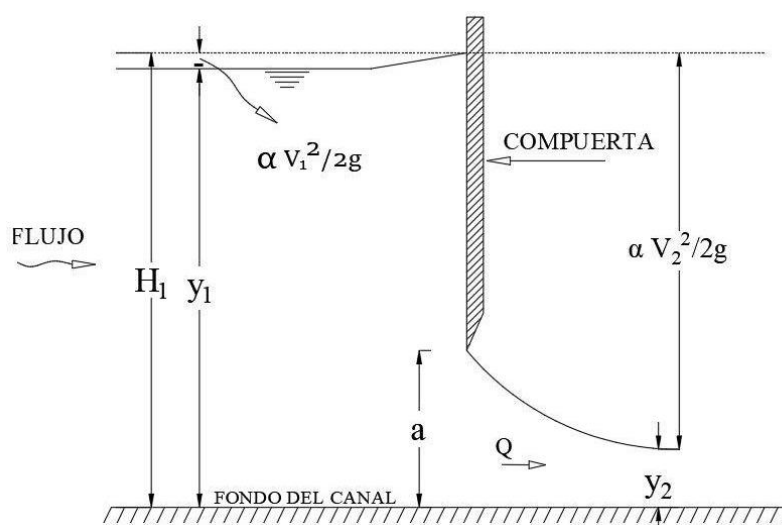


Figura 2.26 Flujo bajo una compuerta plana
Fuente: Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994

Elaboración: Propia

Conociendo los valores tanto del volumen como de la carga inicial sobre la compuerta, y estableciendo un ancho y abertura de compuerta fija se calcula el caudal que el elemento puede descargar para una serie de tiempos. Determinando de esta manera el tiempo, caudal y velocidad de descargar para la combinación de a y b seleccionado.

El ancho del canal de purga deberá tener el mismo ancho de la compuerta, por tanto, el diseño del canal tendrá este valor fijo, además que el caudal que circulará será el caudal determinado por la descarga de la compuerta. Es importante recordar que el canal tiene como objetivo transportar el sedimento acumulado aguas arriba, por lo que hay que comprobar que exista movimiento de las partículas para una cierta pendiente y dimensiones del canal. El diagrama de Shields es el resultado de investigaciones de laboratorio que describe el principio del movimiento, relacionando la tensión cortante adimensional o parámetro de Shields τ^* y el número de Reynolds del sedimento Re^* . El parámetro de Shields considera tres variables: la acción del agua sobre el fondo determinada por la tensión cortante de fondo τ_{cr} , el peso sumergido $(\gamma_s - \gamma)$ y el tamaño D de la partícula (Martín Vide, 2003). La ecuación 33 tiene como resultado la tensión cortante adimensional.

$$\tau^* = \frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) * D} \quad [33]$$

Donde:

τ^*	→	Tensión cortante adimensional
τ_{cr}	→	Tensión cortante en el fondo o crítica
γ_s	→	Peso específico del sedimento
γ	→	Peso específico del agua
D	→	Diámetro de la partícula

$$Re^* = \frac{\mu^* * D}{v} \quad [34]$$

Donde:

Re^*	→	Número de Reynolds del sedimento
μ^*	→	Velocidad de Corte
v	→	Velocidad Cinemática del agua
D	→	Diámetro de la partícula

$$\mu^* = \sqrt{g * Rh * I} \quad [35]$$

Donde:

- μ^* → Velocidad de Corte
 g → Aceleración de la gravedad
 Rh → Radio hidráulico
 I → Pendiente motriz

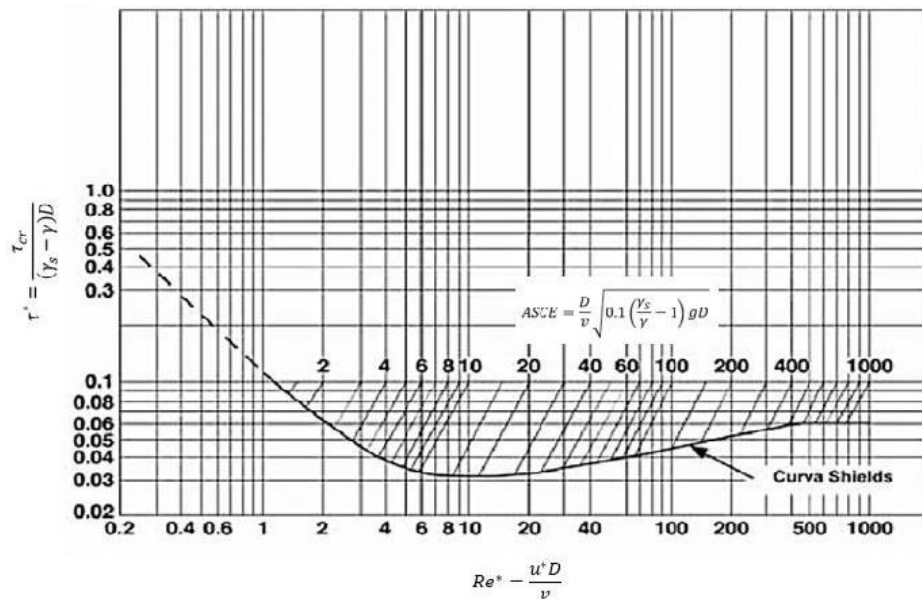


Figura 2.27 Diagrama de Shields
 Fuente: Martín Vide, 2003

Como primera aproximación la tensión en el fondo τ_o está dada por la ecuación 36, el inicio del movimiento se dará cuando $\tau_{cr} = \tau_o$ por tanto, si τ_o/τ_{cr} es menor a 1 no existe transporte de sedimento, mientras que para valores mayores a 1 prevalece el transporte. La tensión crítica es una variable tácita del diagrama de Shields que no puede ser determinada de manera directa, por lo que la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles ASCE agrega un parámetro que se presenta como una familia de líneas que, al intersecarse con el número de Reynolds del sedimento, se obtiene un valor de τ_o del que se deduce τ_{cr}

$$\tau_o = \gamma * Rh * I \quad [36]$$

Donde:

- τ_o → Tensión en el fondo
 γ → Peso específico del agua

- Rh → Radio hidráulico
 I → Pendiente motriz

$$ASCE = \frac{D}{v} \sqrt{0.1 * \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) * g * D} \quad [37]$$

Donde:

- γ_s → Peso específico del sedimento
 γ → Peso específico del agua
 D → Diámetro de la partícula
 g → Aceleración de la gravedad
 v → Velocidad Cinemática del agua

2.1.2.11 Diseño del Desarenador

El agua superficial contiene material en suspensión, mismo que debe eliminarse tanto para mejorar la calidad del agua, como para proteger las obras estructurales de un sistema. En obras de captación de agua, es utilizado como método de remoción de partículas en suspensión el desarenador. La decantación de las partículas consiste en el descenso de estas a través de un fluido con la ayuda de la fuerza de la gravedad y de su propio peso, siendo necesario tanques de grandes longitudes que permitan bajar la velocidad del agua (Romero , 1999).

Romero (1999) menciona que las arenas tienen como característica precipitar según su tamaño y densidad y no tener interacciones entre ellas, por lo que la decantación de estas ocurre cuando el movimiento vertical superar al movimiento aleatorio propio de las partículas; dentro del movimiento vertical actúan tres fuerzas, la gravitacional, la de suspensión hidrostática y la de fricción. El diseño del desarenador está basado en encontrar una velocidad constante la misma que es llamada velocidad terminal de caída o velocidad de decantación de las partículas, que, al ser alcanzada, la fuerza de fricción y de suspensión toman el mismo valor que la fuerza gravitacional. Varios autores como Owens, Scotti – Foglieni, Krey citados por Coronado del Águila (2004) han desarrollado ecuaciones empíricas que permiten calcular dicha velocidad.

$$w = k\sqrt{d(\rho_s - 1)} \quad \text{Ec. Owens} \quad [38]$$

Donde:

w	→	Velocidad de decantación (m/s)
d	→	diámetro de la partícula (m)
ρ_s	→	peso específico del material (gr/cm ³)
K	→	Constante, varía según la naturaleza y forma de la partícula

Tabla 0.6

Constante para la ecuación de Owens

Naturaleza y Forma	K
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Grano cuarzo $d > 3\text{mm}$	6.12
Grano Cuarzo $d < 0.7\text{mm}$	1.28

Fuente: Coronado del Águila, 2004

$$w = 3.80 \sqrt{d} + 8.30 d \quad \text{Ec. Scotti – Foglieni} \quad [39]$$

Donde:

w	→	Velocidad de decantación (m/s)
d	→	diámetro de la partícula (m)

$$d(\rho_s - 1) = 0.007w^{1.2} \quad \text{Ec. Krey para granos con } d < 2\text{mm} \quad [40]$$

Donde:

w	→	Velocidad de decantación (m/s)
d	→	diámetro de la partícula (m)
ρ_s	→	peso específico del material (gr/cm ³)

El proceso de sedimentación de una partícula (figura 2.28) se evalúa a través del movimiento parabólico, donde el material a depositarse está influenciado por la velocidad horizontal de la cámara desarenadora y la velocidad de decantación antes analizada. Teniendo en cuenta que al llenarse el desarenador de sedimento causa un empuje ascensional dinámico, el tiempo de decantación debe ser menor o igual al tiempo de desplazamiento, para que las partículas puedan depositarse

(Ortiz, 2001). La elección de la velocidad horizontal puede asumirse con el fin de cumplir el requerimiento antes analizado o utilizar ecuaciones desarrolladas empíricamente. La ecuación 41 describe la velocidad horizontal en función del diámetro (Coronado del Águila, 2004).

$$V_h = a\sqrt{d} \quad [41]$$

Donde:

- V_h → Velocidad horizontal de la cámara desarenadora (m/s)
 d → diámetro de la partícula (m)
 a → constante en función del diámetro

Tabla 0.7

Coefficiente "a" según Camp

Diámetro de la Partícula	Según Camp
> 1.0 mm	0.36
0.1 - 1 mm	0.44
< 0.1 mm	0.51

Fuente: Coronado del Águila, 2004

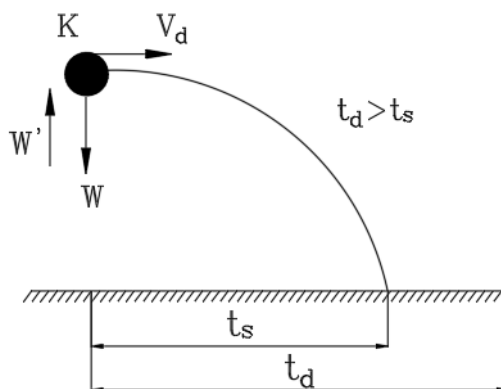


Figura 2.28 Proceso de sedimentación de una partícula

Fuente: Ortiz, 2001

A través de la dependencia existente entre la velocidad y el caudal, se obtiene el área transversal del desarenador. A partir de este valor se determina el ancho y profundidad necesarios teniendo en cuenta que la relación entre estas dimensiones debe ser menor o igual a 1.50, evitando así las zonas de flujo secundario que reducen notablemente la eficiencia del elemento (Castro M. , 2011).

$$A = \frac{Q_d}{V_h} \quad [42]$$

- A → Área de la cámara desarenadora
 Q_d → Caudal de diseño
 V_h → Velocidad horizontal de la partícula

Como se muestra en la figura 2.28 la longitud de la cámara de desarenación debe ser lo suficiente larga para conseguir que el tiempo de desplazamiento sea mayor o igual al de sedimentación, por tanto, la longitud mínima es determinada igualando las ecuaciones de estos dos tiempos, considerando que la velocidad de decantación será menor debido al empuje ascensional dinámico (w') antes analizado. Levin, expresó la reducción de velocidad de flujo w' como:

$$w' = \alpha V_h \quad [43]$$

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{hc}} \quad [44]$$

Donde:

- w' → Empuje ascensional dinámico
 V_h → Velocidad horizontal de la partícula
 hc → Profundidad de la cámara desarenadora

$$L = \frac{hc * V_h}{w - w'} \quad [45]$$

Donde:

- L → Longitud efectiva de la cámara desarenadora
 w → Velocidad de decantación
 w' → Empuje ascensional dinámico
 V_h → Velocidad horizontal de la partícula
 hc → Profundidad de la cámara desarenadora

Después de la zona en donde ocurre el proceso de sedimentación, se encuentra la franja de lodos, que acumulará las partículas decantadas. La tolva o zona de lodos debe tener una pendiente entre 1:5 y 1:8 para que el sedimento pueda moverse hacia el canal de expulsión (Ortiz, 2001). Además, el desarenador

está provisto de una pendiente longitudinal entre 2% y 6% que favorecerá el arrastre de sedimento al canal antes mencionado. El diseño del canal de limpieza debe garantizar el movimiento del material teniendo en cuenta que la pendiente debe estar entre el 2 – 5% y la velocidad entre 3 – 6 m/s (Krochin, 1986). El lavado se regula a través de una compuerta, que sigue el mismo diseño descrito en el apartado del canal de purga, sin embargo, la ecuación utilizada corresponde a la de orificio, teniendo como objetivo determinar el tiempo, caudal y velocidad de vaciado para las dimensiones del canal y apertura de compuerta.

El desarenador debe tener en la salida un vertedero, con el fin de que el agua limpia que pasará al canal realice una transición suave evitando turbulencias y llevar con ella materia en suspensión. Por tanto, la velocidad de paso sobre este elemento debe ser máximo de 1 m/s, teniendo generalmente cargas menores a 30 cm, hay tomar en cuenta que el aumento de la longitud del vertedero es una manera de disminuir la carga de este (Krochin, 1986). Los vertederos denominados de pared gruesa generalmente son empleados para el control y excedencia de caudales grandes, cuando la cresta de este tipo de vertederos es redondeada el coeficiente de descarga es mayor en comparación a los de este tipo (Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994). Además, estos presentan la ventaja hidráulica de la disminución del desgaste de material que se produce cuando la lámina de agua se desprende por sobrepresiones generadas, por tanto, vertederos de cresta circular y talud vertical correspondiente a la figura 2.29, son ampliamente utilizados en este tipo de obras.

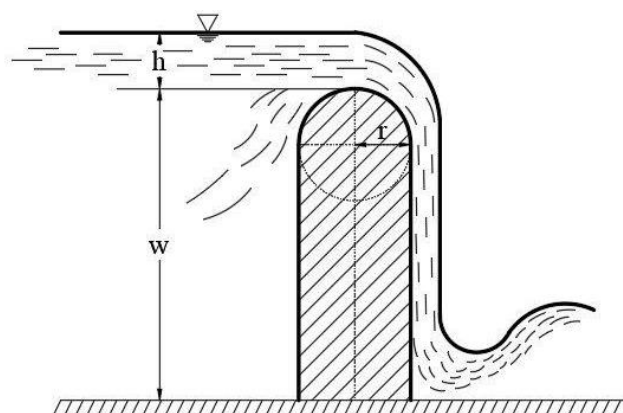


Figura 2.29 Vertedero de cresta circular y talud vertical

Fuente: Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994

Elaboración: Propia

El diseño del vertedero de cresta circular, parte de la ecuación general de descarga para vertederos rectangulares de pared delgada, en donde se utilizará el coeficiente de gasto μ para vertedero de cresta redondeada dado por Kramer. El objetivo del diseño es encontrar el radio, ancho y alto del vertedero capaz de descargar un caudal determinado.

$$Q = Cd * b * h^{\frac{3}{2}} \quad [46]$$

Donde:

- Q → Caudal de descarga del vertedero
- b → Ancho del vertedero
- h → Carga sobre el vertedero

$$Cd = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2 * 9.81} \quad [47]$$

Donde:

- μ → Caudal de gasto para vertedero de cresta circular
- Cd → Coeficiente de descarga

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{\frac{h}{r} + 2.08} + \left[0.04 * \left(\frac{h}{r} + 0.19 \right)^2 + 0.00223 \right] * \frac{r}{w}$$

$$\text{Válido cuando } \frac{h}{r} \leq 4.2 \text{ y } \frac{h}{r} \leq 0.4 + 0.32 \frac{w}{r} + 0.06 \sqrt{r - 12.5}$$

- μ → Caudal de gasto para vertedero de cresta circular
- h → Carga sobre el vertedero
- r → Radio de la cresta circular
- w → Alto del vertedero

2.1.2.12 Vertedero de excesos

Dentro de proyectos hidráulicos los vertederos son de gran utilidad en la regulación del flujo. Los eventos inesperados deben ser resueltos sin tener afectación en los elementos, por lo que el diseño de vertederos de excesos que retornen el caudal de manera segura al río es fundamental. Generalmente este tipo de aliviaderos están ubicados en las paredes del canal, por lo que deben ser

calculado como vertederos laterales. Krochin (1986) presenta el método del profesor F.J Domínguez para cálculo de vertederos laterales concluyendo que la ecuación de descarga de este tipo de aliviaderos es igual a los vertederos frontales afectados por el coeficiente C de corrección que depende de la relación de carga entre inicio y el final del elemento.

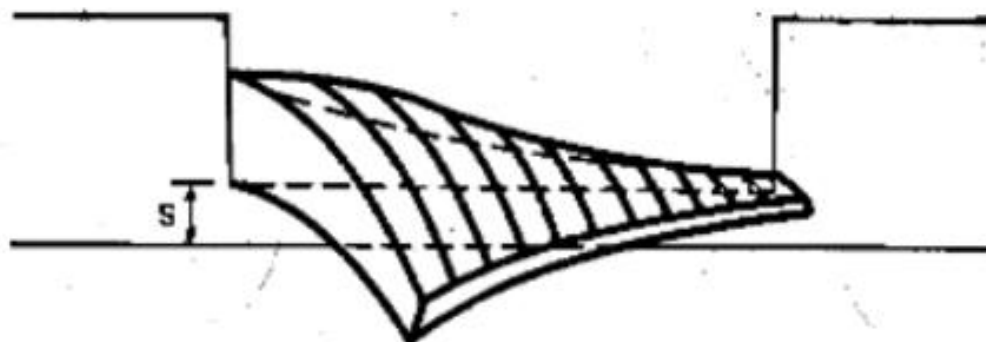


Figura 2.30 Flujo a través de un vertedero lateral
Fuente: Chow V, 1994

$$Q_d = C * M * L_{v.ex} * h^{\frac{2}{3}} \quad [48]$$

Donde:

- Q_d → Caudal de descarga para vertedero lateral
- C → Coeficiente de corrección
- M → Coeficiente de descarga del vertedero
- L → Longitud del vertedero de excesos
- h → Carga sobre el vertedero

El valor de C, puede ser obtenido a través del ábaco de la figura 2.31 o través de la ecuación 42, que describe la curva K vs. C.

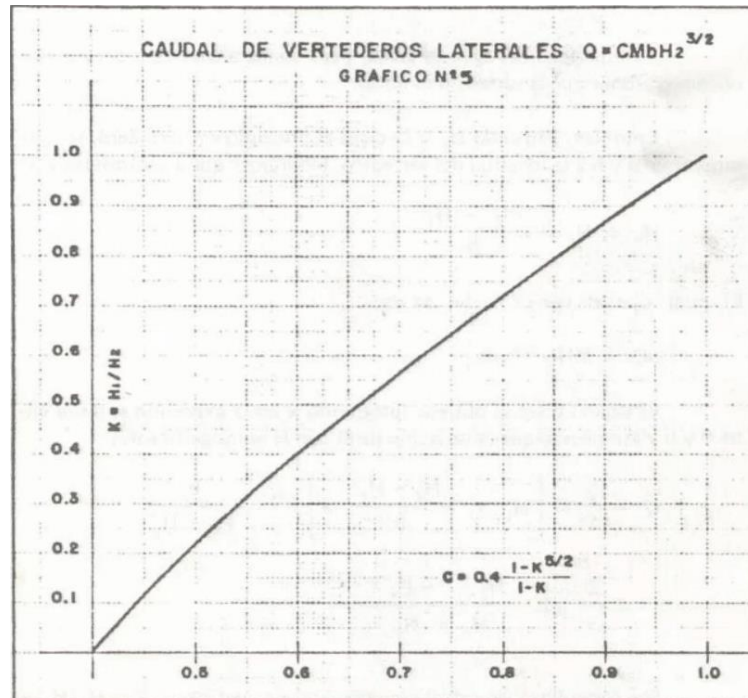


Figura 2.31 Coeficiente de corrección para vertedero lateral
 Fuente: Krochin, 1986

$$C = 0.4 * \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K} \quad [49]$$

$$K = \frac{H_1}{H_2} \quad [50]$$

Donde:

H_1 → Carga al inicio del vertedero

H_2 → Carga al final del vertedero

2.1.2.13 Diseño del Tanque de carga o presurización

El tanque de carga o de presurización es una estructura que tiene como objetivo fundamental la transición entre el flujo a superficie libre proveniente del canal al flujo a presión de la tubería de conducción (CELEC EP, 2017). Además, cumple como un elemento de control del tirante de ingreso a la tubería de presión evitando el ingreso de aire a esta.

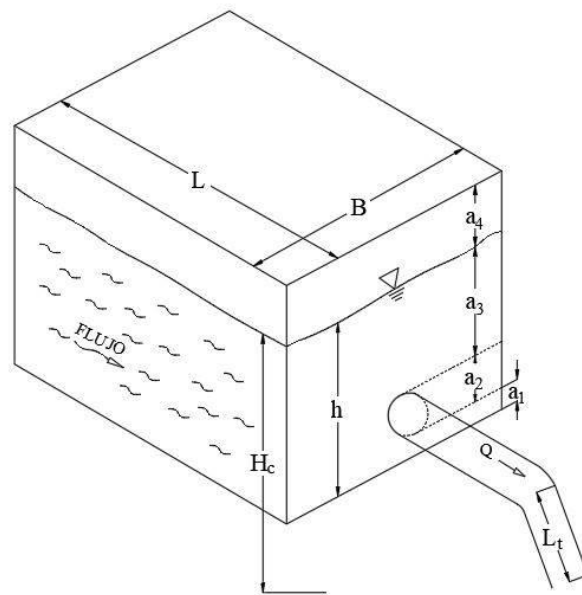


Figura 2.32 Tanque de Presurización
Fuente: Ortiz, 2001
Elaboración: Propia

El dimensionamiento del tanque de presurización corresponde a la figura 2.32, donde a_1 es la altura desde el fondo hasta la base de la tubería de conducción, misma que debe encontrarse entre 0.3 y 0.5 m con el fin de evitar el ingreso de sedimentos a la tubería; a_2 es igual al diámetro de la conducción; a_3 pertenece a la altura necesaria para lograr la sumergencia y evitar la entrada de aire y a_4 el borde libre con un valor de 0.3 m (Ortiz, 2001). Según Polikovski y Perelman a_3 debe ser mayor a la expresión 51, Krochin propone la ecuación 52 en donde K debe estar entre 2 – 3 y a_3 siempre mayor a 1, mientras que Knauss recomienda la ecuación 53. Finalmente a_3 corresponde al mayor valor obtenido de los tres autores.

$$a_3 > 0.5 * D * \left(\frac{V}{\sqrt{2D}} \right)^{0.55} \quad [51]$$

$$a_3 = k * \frac{V^2}{2g} \quad [52]$$

$$a_3 = D * (2 * Fr + 0.5) \quad [53]$$

Donde:

V → Velocidad de la tubería de presión

D → Diámetro de la tubería

Fr → Número de Froude de la tubería a presión

Generalmente el diseño del tanque de carga considera un volumen adicional a la suma de $a_1 + a_2 + a_3$ que atiende la necesidad de la parada brusca de las turbinas de centrales hidroeléctricas, este proyecto en específico no maneja turbinas por lo que es innecesario este volumen extra. Krochin (1968) menciona que el volumen necesario para el tanque de presurización está dado por la ecuación 54.

$$Vol = \frac{0.693 * A * V_{canal}^2}{I_{canal} * 9.81} \quad [54]$$

Donde:

Vol → Volumen del tanque de presurización
 A → Área mojada del canal que conduce hacia el tanque de carga
 V → Velocidad del canal que conduce hacia el tanque de carga
 I → Pendiente del canal que conduce hacia el tanque de carga

Con el objetivo de impedir el ingreso de material sólido a la tubería de presión, la entrada al tanque está provista por una rejilla, diseñada en base al área neta por la que pasará el agua. Dicho elemento produce una pérdida de energía localizada (Ec. 55), que debe ser considerada en el nivel de carga del tanque. Kirschmer propone la ecuación 56 para determinar el coeficiente de pérdida K cuando la rejilla se encuentre parcialmente sumergida (Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994).

$$h_f = K * \frac{V^2}{2g} \quad [55]$$

$$K = C_f \left(\frac{S}{b}\right)^{4/3} \sin \beta \quad [56]$$

Donde:

h_f → Pérdida localizada de carga
 V → Velocidad de aproximación a la rejilla
 K → Coeficiente de pérdida de carga
 C_f → Coeficiente que depende de la forma de los barrotes

- s → ancho del barrote
 b → separación de los barrotes
 β → ángulo de inclinación con la horizontal

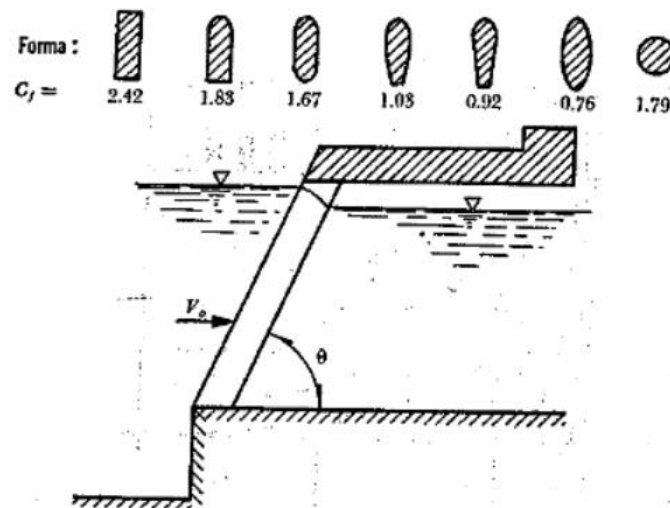


Figura 2.33 Coeficiente C_f según la forma del barrote
 Fuente: Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994

La base del tanque de presurización dispondrá de un pendiente transversal como mínimo del 1% para facilitar la evacuación del sedimento depositado hacia la compuerta de limpieza. El excedente de caudal será regulado por un vertedero lateral, contiguo a la compuerta de limpieza, que permitirá la salida de agua a un canal de descarga compartido.

2.1.2.14 Diseño de la conducción a presión

El agua captada debe ser entregada en la zona de aprovechamiento siendo necesario la conducción de esta, este proceso puede realizarse mediante canales abiertos o tubería forzada. En esta última el agua ocupa toda la sección de la tubería y presenta una presión diferente a la atmosférica, la presión existente en el interior del líquido genera el movimiento pudiendo fluir en contrapendiente, siendo una ventaja ya que la conducción será independiente a la topografía del terreno.

El dimensionamiento de la tubería a presión debe tener en cuenta tres parámetros iniciales: el material, el cual debe ser capaz de resistir los esfuerzos mecánicos; el espesor, seleccionado según los esfuerzos, el peso del agua y el peso de la tubería y finalmente el diámetro escogido con el fin de tener la menor

cantidad de pérdidas y ser lo más económico posible (Ortiz, 2001). El análisis del flujo a través de una tubería está basado en la ecuación de continuidad y en la conservación de energía, la primera establece que el caudal no varía a lo largo de la conducción y la segunda afirma la igualdad de energía entre el punto de salida y llegada (Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994). Para mantener un nivel constante de energía como se muestra en la figura 2.34, es necesario considerar las pérdidas por fricción y localizadas, de este análisis se obtendrá el diámetro de la tubería a través de iteraciones hasta lograr que H sea igual a las pérdidas (ecuación 57).

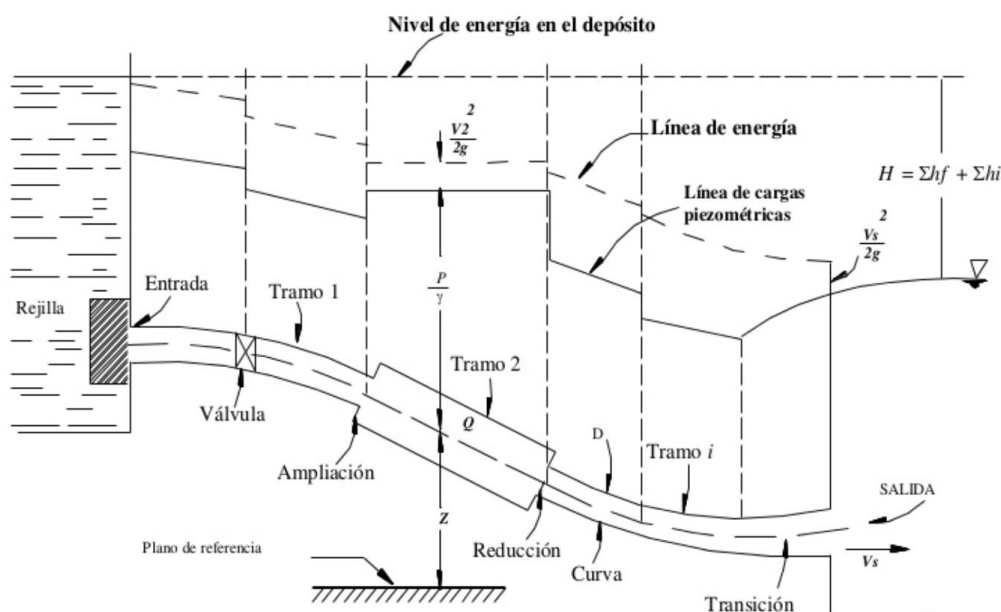


Figura 2.34 Línea de energía y gradiente hidráulico de una tubería conectada entre dos tanques
Fuente: Sotelo, Hidráulica General Vol. 1, 1994

$$H = \sum h_f + \sum h_l \quad [57]$$

Donde:

- h_f → Pérdidas por fricción de la tubería
 h_l → Pérdidas Localizadas

Las pérdidas por fricción que se generan dentro de una tubería se ocasionan debido a los esfuerzos tangenciales que se oponen al moviente del líquido por la influencia de la rugosidad, la viscosidad y turbulencia del fluido. La ecuación desarrollada matemáticamente por Darcy y por Weisbach en 1850 puede ser utilizada para cualquier tipo de tubería y de flujo, teniendo como variables la longitud

L , el diámetro D , la carga de velocidad $V^2/2g$ y un factor adimensional de fricción f . Existe un gran número de ecuaciones para obtener el factor adimensional de fricción según el tipo de tubería o la rugosidad relativa de las misma y el tipo de flujo establecido por el número de Reynolds, Sotelo en Hidráulica General Vol. 1 (1994) presenta una tabla de resumen de estas ecuaciones (Anexo 8).

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad [58]$$

La conducción generalmente está compuesta por varios tramos de tuberías, codos, válvulas y diversos complementos que proporcionan una mejor adaptabilidad a la topografía y seguridad de la estructura, estos elementos generan pérdidas de energía localizadas debido al cambio de geometría o alteración del flujo. La ecuación 59 describe las pérdidas localizadas, en donde su valor es proporcional a la carga de velocidad aguas abajo del lugar en donde se produjo la pérdida.

$$h_l = K \frac{V^2}{2g} \quad [59]$$

Donde:

h_l → Pérdidas Localizadas

K → Coeficiente adimensional que depende del tipo de pérdidas localizada (Anexo 9)

2.1.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS HIDRÁULICAS

El diseño estructural tiene como fin otorgar seguridad y funcionalidad a la construcción, de modo que soporte los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los elementos de la obra durante la vida útil para la cual han sido planificados. El diseño consiste en definir la geometría y las dimensiones de los elementos escoger los materiales adecuados, especificar los detalles constructivos tomando en cuenta aspectos técnicos y procesos constructivos necesarios para la ejecución de la obra (Rivera, 2000).

2.1.3.1 Estabilidad del Azud

Es necesario que las fuerzas que actúan sobre el azud no produzcan deslizamiento, volcamiento y hundimiento de la estructura, por lo que para el diseño

se consideran las siguientes fuerzas: el peso propio, presión de agua, subpresión producida bajo la estructura, fuerza producida por sismo y azolves, mismas que se muestran en la figura 2.35. El azud y el cuenco dissipador están separados por una junta de construcción razón por la cual el análisis se lo realiza de manera independiente además se considera 1 m de ancho del vertedero.

Factor de Seguridad al deslizamiento

Toda estructura sometida a fuerzas laterales tiende a deslizarse, razón por la que es necesario que dicha estructura tenga la capacidad de resistir la fuerza cortante desarrollada en la base de la estructura sin que produzca el deslizamiento. Se considera un coeficiente de seguridad que relaciona las fuerzas equilibrantes con las fuerzas deslizantes y debe ser mayor a 1.50 (Bureau of Reclamation, 2007).

$$\frac{\text{Fuerzas Equilibrantes}}{\text{Fuerzas Deslizantes}} > 1.50$$

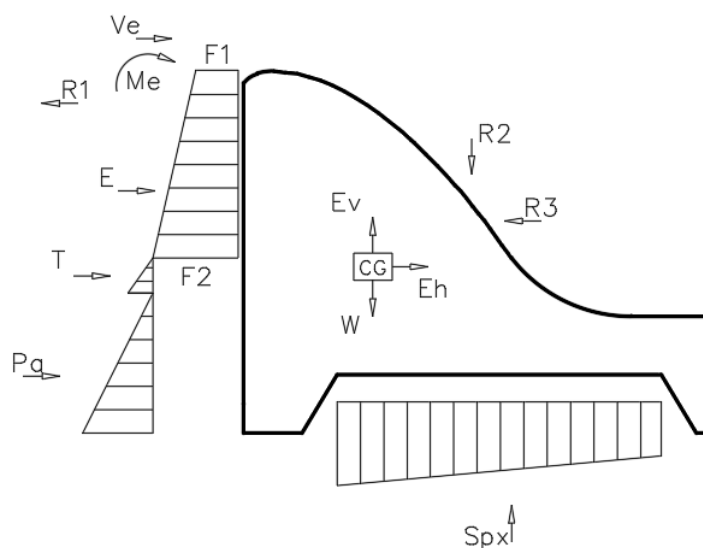


Figura 2.35 Fuerzas actuantes sobre el azud
Fuente: Bureau of Reclamation, 2007
Elaboración: Propia

Factor de seguridad al volcamiento

Para este caso se consideran los momentos equilibrantes que ayudan a la estructura a permanecer estable y es proporcionado por el peso propio del azud y los momentos volcantes o desequilibrantes que producen inestabilidad y son originados por la presión hidrostática, sismos, subpresión. El coeficiente de

seguridad relaciona los momentos equilibrantes con los momentos desequilibrantes y debe ser mayor a 2.

$$\frac{\text{Momentos Equilibrantes}}{\text{Momentos Desequilibrantes}} > 2.0$$

Análisis por hundimiento

La presión vertical producida por el peso del azud es transmitida al suelo por la base de este, para que no se produzca hundimiento es necesario verificar que este valor no supere a la capacidad de carga del suelo. El esfuerzo producido por la presión vertical está dado por la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{\Sigma Fy}{B * L} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) \quad [60]$$

Donde:

- σ → Presión vertical sobre el suelo
- ΣFy → Suma total de las fuerzas verticales
- B → Ancho de la estructura asumido 1 m
- L → Longitud de la estructura
- e → Excentricidad

Para asegurar que la estructura no producirá hundimiento se debe cumplir lo siguiente:

- La resultante de las fuerzas verticales debe actuar en el tercio central de la base.
- El esfuerzo de trabajo vertical producido por el azud no debe superar los esfuerzos permisibles.

A continuación, se describe las fuerzas que actúan sobre el azud y que pueden provocar deslizamiento, volcamiento y hundimiento.

Peso Propio (W): Representa el peso del material del que está compuesto el azud, aplicado en el centro de gravedad de la estructura. El peso varía según el

material con el que se va a construir Tabla 2.7. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en el capítulo de Estructuras de Hormigón armado recomienda para elementos en contacto directo con el agua y con baja permeabilidad, una relación agua cemento de 0.5 y resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 28 MPa (NEC, 2014).

El cálculo del peso propio se lo realiza con la ecuación 61 en donde se multiplica el área de la sección transversal del azud por el peso específico del material considerando 1 metro de ancho.

$$W = A_s * \gamma_h * B \quad [61]$$

Tabla 0.8

Peso específico de materiales de construcción

Material	Peso específico Kg/m3
Mampostería	2.00
Concreto simple	2.20
Concreto Ciclópeo	2.20
Concreto Reforzado	2.40
Enrocado Acomodado	1.80
Enrocado a Volteo	1.80
Arcilla Compactada	1.80
Arena y Grava	1.60

Fuente: SAGARPA, 2010

Presión Hidrostática (E): Es la presión que ejerce el agua embalsada aguas arriba del azud sobre la pantalla de este. La ecuación para determinar esta fuerza es la siguiente:

$$E = \left(\frac{F_1 + F_2}{2} \right) * (H_t - H_o) \quad [62]$$

$$F_1 = \gamma_a * H_o * B \quad [63]$$

$$F_2 = \gamma_a * H_t * B \quad [64]$$

Donde

- F_1 → Presión en la cresta del vertedero (Kg/m²)
- F_2 → Presión en el fondo del río sobre la pantalla del azud (Kg/m²)
- H_t → Altura desde el fondo hasta la carga sobre el vertedero (m)
- H_o → Carga de agua sobre el vertedero (m)
- B → Ancho del azud (1 m)
- γ_a → Peso específico del agua

Empuje por Azolves (T): Durante la operación normal de la presa el agua transporta sedimentos los mismo que azolvan y se depositan aguas arriba del paramento de la presa ocasionando pequeñas fuerzas que actúan sobre este. La Bureau of Reclamation (2007) recomienda diseñar canales de limpieza para reducir la acumulación de material sedimentado y al mismo tiempo reducir o eliminar estas fuerzas. El empuje que produce este material se calcula con la ecuación de Rankine expuesta a continuación.

$$T = \frac{1}{2} \gamma_r * H_e^2 * K \quad [65]$$

$$K = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \quad [66]$$

- γ_r → Peso específico del material (Kg/m²)
- H_e → Altura del enrocado (m)
- K → Coeficiente lateral del empuje activo
- Φ → Angulo de rozamiento interno del material

Subpresión (Sp): Es la presión producida por la filtración de agua que actúa en sentido ascendente en la base del azud, lo que genera una reducción en el peso de la estructura, disminuyendo su resistencia al corte en el plano de deslizamiento. La subpresión se presenta en las fisuras, poros y juntas tanto del suelo como de los cimientos. Existen varios métodos empíricos para estimar la subpresión en este caso se adopta la ecuación propuesta por Army Corps of Engineers, que considera que la subpresión actúa sobre toda la base del azud y existe un gradiente entre el

nivel aguas superior e inferior y se desarrolla entre el talón y el dedo del azud (Cannon, 1991).

$$Sp = \left(H_2 + \frac{x}{L} (H_1 - H_2) \right) * \gamma_a \quad [67]$$

Donde

Sp	→	Subpresión o Presión de agua bajo el azud
γ_a	→	Peso específico del agua
H ₁	→	Altura de agua arriba del azud
H ₂	→	Altura aguas abajo
L	→	Longitud de la base
X	→	Distancia a la que se desea calcular

Fuerzas producidas por sismos: Los sismos transmiten aceleraciones al azud lo que puede aumentar la presión hidrostática del agua (V_e), el empuje por azolve y las fuerzas debido al peso propio (S_h , S_v), en el análisis estas fuerzas deben ser aplicadas en el centro de gravedad y en la dirección que el azud quede menos estable. Las fuerzas debido al peso propio ocasionada por sismos en presas menores a 15 m, se considera como el peso de la estructura multiplicado por el periodo fundamental de vibración en el caso del sentido horizontal y por el 50% de dicho periodo para el sentido vertical (Bureau of Reclamation, 2007).

La fuerza horizontal V_e ocasionada por el sismo debido al aumento de presión de agua P_e , y el momento de volcamiento para estructuras verticales vienen dadas por:

$$V_e = 0.726 * P_e * y \quad [68]$$

$$M_e = 0.299 * P_e * y^2 \quad [69]$$

En 1952, Zanger presentó ecuaciones para calcular las presiones hidrodinámicas (P_e) producidas por los sismos, para el caso de estructuras verticales o inclinadas, el aumento en la presión de agua se da por la ecuación 70.

$$P_e = C * \gamma_a * I * h \quad [70]$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \left(\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right) \right)^{1/2} \right] \quad [71]$$

Donde

- Pe → Aumento en la presión de agua
- γ_a → Peso específico del agua
- C → Coeficiente adimensional distribución y magnitud de presión
- I → Intensidad del sismo de diseño
- h → Altura del azud
- Cm → Valor máximo de C para una pendiente dada

2.1.3.2 Espesor del cuenco disipador de energía

El espesor del cuenco disipador se calcula asegurando la estabilidad del elemento, esto se logra igualando el peso del cuenco con el valor de la subpresión en el mismo punto.

$$e * \gamma_h = Sp \quad [72]$$

Donde

- e → espesor del cuenco
- γ_h → Peso específico del material (hormigón)
- Sp → Subpresión considerada para un ancho unitario

Por motivos de seguridad se requiere que el peso del cuenco sea mayor a la subpresión producida por una carga de crecida, por lo que se considera un porcentaje de 4/3 de e para condiciones críticas, entonces se tiene un espesor del disipador que corresponde a la ecuación:

$$e = \frac{4}{3} * \frac{Sp - H_2 * \gamma_a}{\gamma_h} \quad [73]$$

Donde

- H₂ → Tirante de agua producido por una crecida
- γ_a → Peso específico del agua

2.1.3.3 Desarenador y tanque de carga

El diseño estructural para el desarenador y tanque de carga es similar ya que las dos estructuras van a soportar las presiones producidas por el suelo y el agua como se muestra en la figura 2.36. Las presiones antes mencionadas producen momentos flexionantes que actúan en las paredes, estos deben ser menores que los momentos resistentes obtenidos a través de ecuaciones sugeridas por el American Concrete Institute (ACI).

Según el ACI se considera un área de acero mínima para el diseño de elementos sometidos a flexión, luego se procede a calcular los momentos que va a soportar la estructura con esta cuantía de acero y se compara con las presiones externas a las que está sometida.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad [74]$$

$$M_u = \Phi * \left[A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad [75]$$

Donde

$A_{s_{min}}$ → Cuantía mínima de acero según ACI-318

f_y → Esfuerzo de fluencia del acero

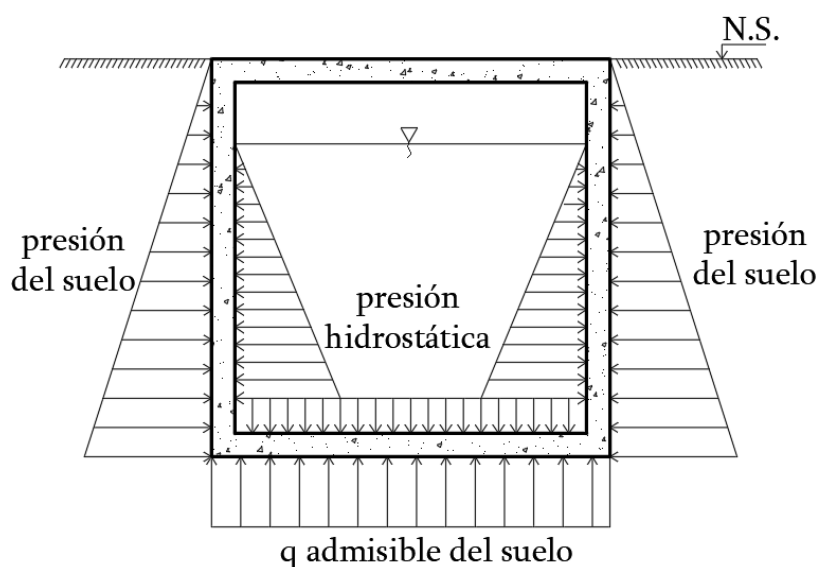


Figura 2.36 Presiones en las paredes del tanque de carga y sedimentador
Elaboración: Propia

2.2 ESTADO DEL ARTE

Según la bibliografía consultada se presentan estudios realizados como tesis de pregrado, formulación de proyectos por instituciones gubernamentales, respecto a diseño de obras de captación en microcuencas con poca información hidrológica, caudales pequeños y zonas montañosas de tramo medio – alto, principalmente en zonas andinas, en países como Perú, Colombia, Bolivia y Ecuador. Los estudios similares al caso de estudio propuesto en este proyecto se presentan a continuación.

2.2.1 DISEÑO DE UNA CAPTACIÓN SUPERFICIAL CON UNA TOMA DE FONDO PARA ABASTECER DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE BALSAS

Estudio realizado por Álvaro Alejandro Mocha Aguilar, en el año 2016 como trabajo practico previo a la obtención del título de Ingeniero Civil de la Universidad Técnica de Machala, tiene como objetivo principal analizar hidrológicamente las distintas posibilidades para diseñar y proteger las obras que componen una captación superficial con una toma de fondo para abastecimiento de agua potable a los pobladores de la ciudad de Balsas. En resumen, este estudio se desarrolló considerando diferentes fuentes bibliográficas, en donde se recomienda tomar en cuenta diferentes factores como topográficos, geológicos, hidrológicos, hidráulicos y demográficos para desarrollar un proyecto de este tipo. Los resultados del proyecto se describen a continuación: a partir del estudio de requerimientos hídricos de la población e hidrología de la zona se obtienen los caudales de diseño, caudal de captación de 0.058 m³/s, caudal mínimo igual 0.14 m³/s, y el caudal de crecida es 1.91 m³/s. en la zona de implantación se tiene un ancho de río de 3.15 m.

Los elementos de la toma tienen las siguientes dimensiones: el azud de cierre cubre todo el ancho del río, la abertura de captación es de 0.35 m de ancho y 1.4 m de longitud, el ancho de las rejillas es de 1 pulgada y la separación entre rejillas es de 2 cm; la galería está ubicada bajo la rejilla y se encarga de conducir el caudal hasta un cajón distribuidor desde donde se lleva el agua hacia la planta potabilizadora. Además, se considera unos muros de protección en el caso de tránsito del caudal de crecida, la altura de estos muros es de 0.70 m (Mocha, 2016).

2.2.2 MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LA LOCALIDAD DE SAN JUAN KM. 33, DISTRITO DE CAMPANILLA – MARISCAL CÁCERES – SAN MARTÍN

Proyecto elaborado por el consultor Eloy Justo Espinoza Salgado contratado por la Municipalidad Distrital de Campanilla, en la cual se propuso una solución al sistema de abastecimiento de forma integral, La localidad de San Juan Km. 33 se encuentra ubicada en el Distrito de Campanilla, Provincia de Mariscal Cáceres, Región San Martín - Perú. En la localidad viven 670 habitantes distribuidas en 64 viviendas, quienes cuentan con un sistema de abastecimiento de agua entubada, la obra de toma tipo manantial fue construida hace 21 años por los mismos pobladores, capta un caudal de 0.72 l/s, lo que no cubre la demanda de la población tanto en cantidad como en calidad por lo que se plantea este proyecto como una alternativa de mejoramiento del sistema.

El proyecto plantea una dotación de 1.82 l/s para satisfacer a una población futura de 992 habitantes para un periodo de 20 años, distribuida en 134 viviendas, 2 centros educativos y 4 establecimientos sociales. El sitio de captación corresponde a una vertiente de agua subterránea que fluye por una quebrada de ancho variable, en la zona donde se coloca la toma se tiene 6 m de ancho, el azud de cierre cubre todo este ancho de quebrada, aguas arriba del azud se prevé construir muros de encauzamiento con el fin de que el caudal requerido sea captado incluso en época de estiaje, la toma tirolesa se coloca sobre el azud con las siguientes dimensiones de la ventana de captación 1 m de largo y 0.70 cm de ancho, las rejillas tienen una separación de 5 cm, el agua es captada en una galería que une a una tubería que conduce el líquido hacia el lugar donde estará el desarenador, luego pasa a la planta potabilizadora y posteriormente sea distribuida hacia las viviendas (Espinoza, 2016).

2.2.3 DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DE RIEGO PARA DOCE COMUNIDADES DE LA PARROQUIA PUNGALÁ

Estudio realizado por Cristhian José Contero Mayacela, en el año 2016 como tesis de Pregrado para la obtención del título de Ingeniero Civil de la Pontificia Universidad Católica de Quito, tiene como objetivo diseñar un sistema de riego, incluido las estructuras de captación y conducción con el fin dotar de agua a doce

comunidades de la Parroquia Pungalá en la Provincia de Chimborazo. En resumen, se realizó un análisis del requerimiento hídrico de los cultivos de la zona se obtuvo un caudal de 0.4 m³/s que abarca un área de 632 hectáreas, en donde se tienen diferentes tipos de cultivos. El estudio hidrológico dio como resultado lo siguiente, el caudal máximo de crecida es 12.30 m³/s y un caudal de estiaje 0.64 m³/s.

En lo referente a la estructura de captación se diseñó una rejilla de fondo, que debe captar un caudal de diseño igual a 0.5 m³/s considerando un 10% adicional por pérdidas con las siguientes características: el azud de cierre que cubre el ancho del río 4.5 metros, sobre el azud se coloca la rejilla de 1.25 m. de longitud y 0.75 m. de ancho, la separación entre barrotes es de 5 cm y la pendiente longitudinal de la rejilla es de 12%, con lo que se busca garantizar el tránsito de material sólido sobre la rejilla. El agua es captada en una galería de una cámara ubicada bajo la rejilla desde donde se conduce hacia el desripador y posteriormente al tanque de carga, la galería tiene una pendiente longitudinal que garantiza el transporte de material sólido hacia el canal de lavado, durante las operaciones de limpieza. Además la obra cuenta con muros de encauzamiento de tal modo que se garantice la captación del caudal de diseño durante las épocas de estiaje, sobre la rejilla de fondo también circularán los caudales máximos, por lo que el exceso de agua que circula sobre el azud de cierre desciende sobre el cimacio hasta el zampeado de protección que actúa como disipador de energía, luego del zampeado se ha previsto un enrocado que tiene como fin proteger al cauce natural del efecto erosivo de la corriente (Contero, 2016).

2.2.4 ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE UNA TOMA TIPO TIROLESA CON EL DE UNA TOMA CONVENCIONAL

Estudio realizado por Francis Gustavo Cabello Osorio y Oscar José Vallejos Sánchez, en el año 2018 como tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, que tiene como objetivo, realizar el análisis comparativo, hidráulico, ambiental y de costos de la toma tipo tirolesa y la toma convencional en la subcuenca Huaruchaca del río Tulumayo perteneciente al distrito de Comas, provincia de Concepción, región Junín. En lo referente al diseño, el caudal de captación para las dos obras es de 2.13 m³/s, las componentes de las tomas tienen las siguientes características:

La rejilla de captación: en la toma convencional se ubica en la parte lateral del río, las dimensiones de la ventana de captación son 5.90 m de largo y 0.70 m de altura las rejillas son de 0.10 m x 0.10 m y 0.70 m de longitud, la separación entre rejillas es de 0.15 m, en el caso de la toma tirolesa la abertura de captación es de 7.80 m de largo y 1.10 m de ancho la separación entre rejillas es de 3 cm y una inclinación de 21.8° , con lo que se reduce el ingreso de sólidos junto con el caudal captado. Azud: en la toma convencional tiene las siguientes dimensiones 1.30 m de altura, 15.60 m de ancho y 2.40 m de largo, además se requiere un cuenco de 11.20 m longitud donde se desarrolla la disipación de energía. Por su lado para la toma tirolesa se tiene, 0.40 m de alto, esto permite derivar el caudal de estiaje, el largo del azud es de 6.30 m y un ancho de 1.60 m, aguas abajo no se requiere cuenco disipador de energía ya que el flujo se encuentra en un régimen supercrítico la estructura no requiere esta componente. Canal de purga: en ambas estructuras se diseña el canal de purga, la toma convencional posee dos canales, la primera se coloca en la zona adyacente al azud y es necesario para el tránsito de las crecidas, el otro canal se coloca en la zona del desripador; la toma tirolesa posee un canal en la zona del desripador necesario en el caso de lavado de la obra de toma. Desripador: ambas estructuras poseen desripador, que permite la separación de material sólido que puede pasar a través de las respectivas rejillas.

Como conclusiones de este estudio con respecto al diseño hidráulico se tiene que la toma convencional para su adecuado funcionamiento requiere un mayor número de componentes que la toma tirolesa, lo que aumenta la complejidad en la construcción y debido a esto se presenta una inversión 30.66% mayor para su ejecución. Para este caso de estudio en particular se tiene que la toma tirolesa tiene una ventaja económica para caudales pequeños, esta condición se cumple para caudales menores a 3.4 m³/s aproximadamente (Cabello & Vallejos, 2018).

CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

3.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La quebrada La Retraída se encuentra ubicada entre las parroquias de Puembo y Pifo al Nororiente de la ciudad Quito, el área de aporte de dicha quebrada abarca un área de 4.39 km² en donde se desarrollan actividades agrícolas e industriales, además de encontrarse asentadas las poblaciones rurales antes mencionadas. La cercanía de zonas habitadas, industriales y agrícolas a la quebrada ha ocasionado que se presenten descargas directas de aguas servidas, además de remanentes de riego, aumentando el caudal natural de esta. El punto más alto de la microcuenca se encuentra a 2631 m.s.n.m y el más bajo a 2420 m.s.n.m perteneciente al punto de cierre, mismo que corresponde al lugar de ubicación de la captación. En la figura 3.1 se muestra la ubicación de la microcuenca respecto a las parroquias a la que pertenece, el punto de captación de agua, la delimitación del área aportante y las elevaciones máxima y mínima.

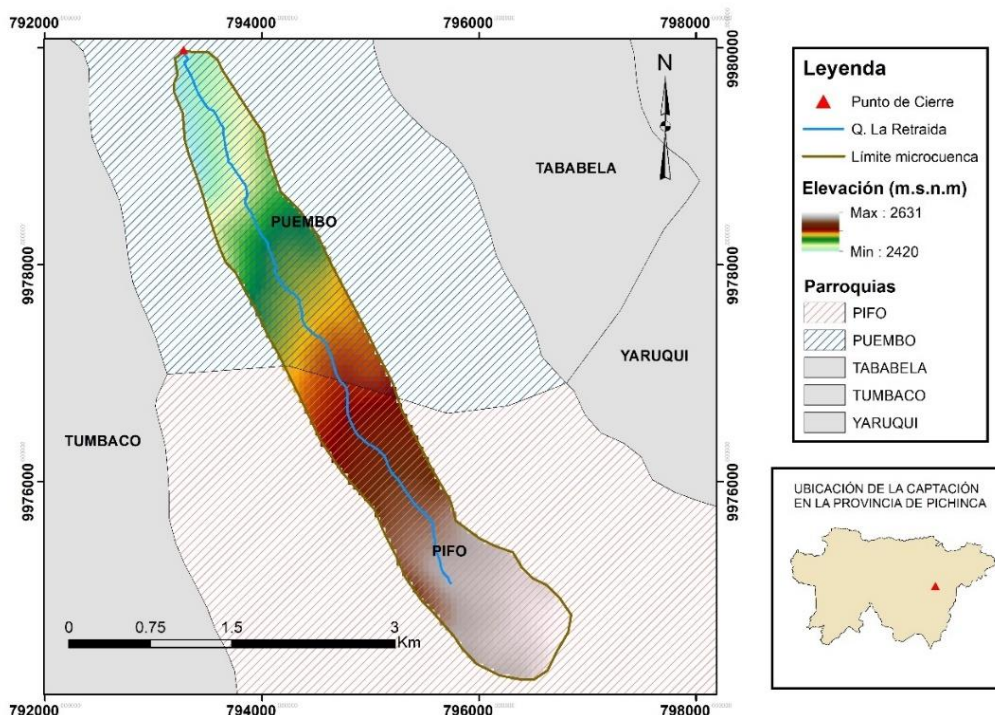


Figura 3.1 Delimitación del área aportante del punto de la obra de captación
Elaboración: Propia

El conocimiento del uso del suelo y su cobertura, así como las características de este, es una parte fundamental en la identificación de procesos hidrológicos, ya que es un factor que contribuyen en la variación de la escorrentía superficial y la evapotranspiración (Pourrut, 1995). Actualmente el uso de sistemas de información geográfica ha facilitado la identificación de esta información debido a la capacidad de almacenamiento de gran cantidad de datos georreferenciados (Galeana, Corona, & Ordóñez, 2009). La obtención de los datos y mapas se realizaron a través del software ArcGIS con información de uso y cobertura vegetal del suelo del año 2014 y características morfo – edafológicas del año 2010 proporcionado por el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) y el Ministerio del Ambiente Ecuador (MAE). Los resultados se presentan en el anexo 10 y en la tabla 3.1.

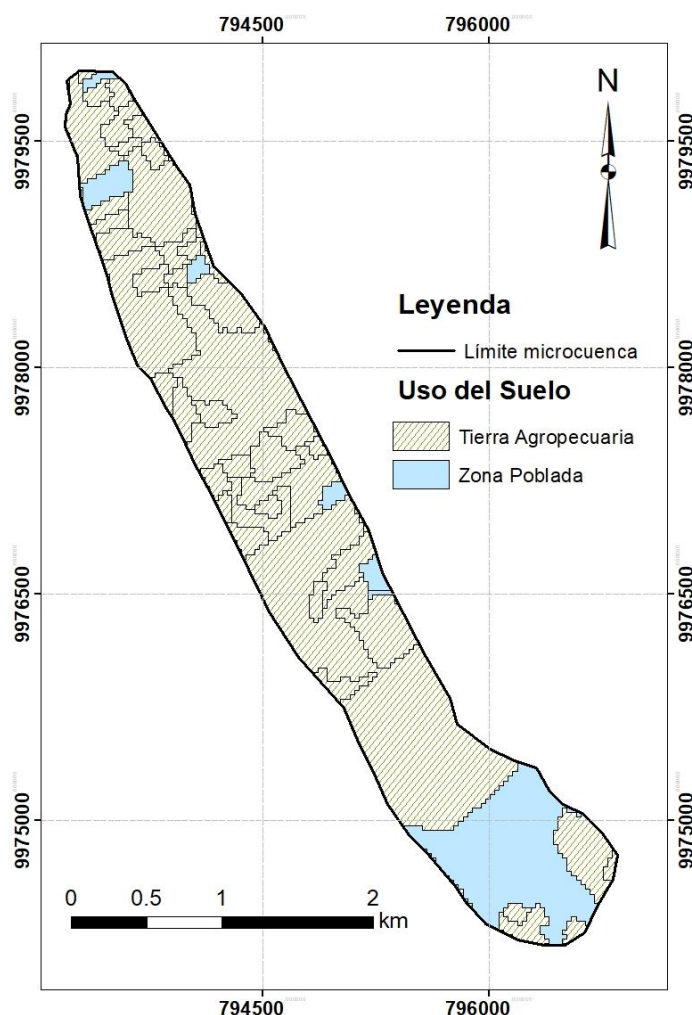


Figura 3.2 Uso y Cobertura del suelo

Nota: La figura es solamente una representación, el mapa a escala se encuentra en el anexo 10

Elaboración: Propia

Tabla 0.1
Características morfo-edafológicas del suelo

Pendiente	Textura del suelo	Profundidad	Drenaje	Materia orgánica
5 - 12%	franco arenoso franco limoso	profundo > 100 cm	bueno	nivel medio 2 - 4 %

Fuente: MAG, 2010

Elaboración: Propia

3.1.2 CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

Las características geomorfológicas de una cuenca controlan los fenómenos que harán que el estímulo se convierta en respuesta, en donde el autor a través de una analogía esquematiza al ciclo hidrológico como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante la esorrentía en el punto de salida. Las características están divididas según la manera en la que controlan los fenómenos; el área y el tipo de suelo, condicionan el volumen de escurrimiento, mientras que el orden de las corrientes y la pendiente, manejan la velocidad de respuesta (Aparicio, 1992). Por tanto, el conocimiento de estas características tendrá relevancia en el estudio del régimen hidrológico.

3.1.2.1 Perímetro (P) y área de drenaje (A)

El perímetro y el área de una cuenca definen el espacio que esta ocupa, se encuentra delimitada por una línea imaginaria llamada línea de cumbre que siguen los puntos de mayor nivel topográfico, mientras que el área corresponde a la proyección horizontal dentro de estas líneas.

3.1.2.2 Longitud del cauce principal (Lc)

El cauce principal es la medida de escurrimiento de la cuenca, comprende la longitud del afluente más largo medido desde el nacimiento hasta el punto de cierre o drenaje (Fuentes, 2009).

3.1.2.3 Forma de la cuenca

La forma de la cuenca se define a partir de dos coeficientes adimensionales que asocian la relación entre área, perímetro y longitud de esta. El conocimiento de la forma da una idea de la reacción que tiene la cuenca a un evento de precipitación. El factor de compacidad (Kc), se basa en la comparación de la cuenca de estudio con una cuenca ideal de forma circular, con desembocadura en el punto central y

cauces radiales (Córdova, 2016). La ecuación 76 determina K_c , donde P es el perímetro de la cuenca y A el área de esta; se puede notar en la ecuación la comparación existente entre el perímetro de la cuenca de estudio y el perímetro de una cuenca circular de área similar, por tanto, cuando el valor de K_c tiende a 1, la cuenca tendrá una forma casi circular, teniendo mayor tendencia a crecientes, a medida que el coeficiente aumente la compacidad disminuye.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad [76]$$

El segundo factor para determinar la forma es el factor de forma (K_f), el cual explica la elongación de la cuenca. En la figura 3.3 a través de los hidrogramas de crecida se puede notar que en cuencas redondeadas la onda de crecida tardará más en llegar al punto de cierre, sin embargo, el caudal punta será mayor que para cuencas más elongadas (González, 2004). El factor de forma relaciona el área y la longitud de la cuenca a través de la ecuación 77, esta puede tomarse según tres criterios: longitud del cauce principal considerando el eje, longitud del cauce principal tomando en cuenta la sinuosidad o la distancia en línea recta entre el punto de cierre y el punto más lejano de la cuenca, los criterios expuestos en la tabla 3.2 toman en cuenta el tercer criterio.

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad [77]$$

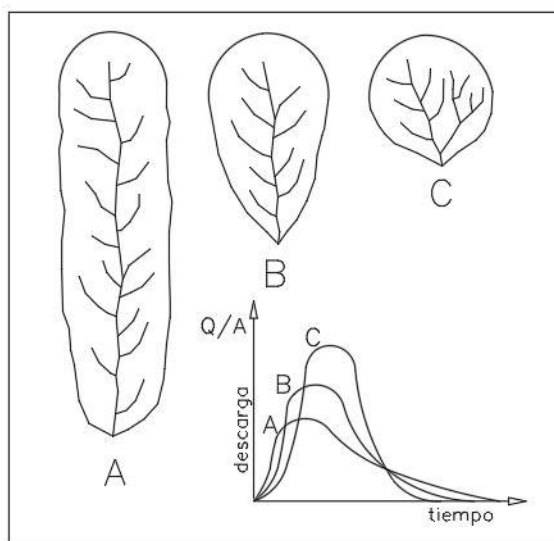


Figura 3.3 Influencia de la forma en las descargas de la cuenca
Elaboración: Propia

Tabla 0.2
Rangos de factor de forma de Horton

Factor de forma	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada
0.22 - 0.30	Alargada
0.30 - 0.37	Ligeramente alargada
0.37 - 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 - 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 - 0.80	Ensanchada
0.80 - 1.20	Muy ensanchada
> 1.20	Rodeando el desagüe

Fuente: Córdova, 2016

3.1.2.4 Sistema de drenaje

Al igual que la definición de la forma de la cuenca, la determinación del sistema de drenaje ayuda a inferir la respuesta a una tormenta, el primer valor a encontrar es el orden de corrientes. Según el modelo de Strahler, se asigna un valor a cada tributario de manera ascendente desde el exterior de la cuenca hasta llegar al cauce principal, de manera que el último número asignado será el orden de la cuenca como se indica en la figura 3.4 (Córdova, 2016). Un afluente que no presenta tributarios será considerado de orden 1 (Monsalve, 1995). El análisis del sistema de drenaje se realiza a través de dos indicadores: la relación de bifurcación R_b (Ec. 78) y la densidad de drenaje D_d (Ec.79), cuencas con relación de bifurcación altas, serán cuencas altamente disectadas y la respuesta a la precipitación será rápida (Aparicio, 1992). Por otra parte, la densidad de drenaje de una cuenca muestra la capacidad de desalojar o drenar un volumen de agua dado, sin tener en cuenta factores del medio físico para valores altos se puede concluir que la respuesta de la cuenca a una tormenta será rápida, evacuando el agua en menor tiempo (Gaspari, et al., 2012; Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017). La tabla 3.3 establece los rangos de los factores de densidad de drenaje según Strahler y Horton.

$$R_b = \frac{N_n}{N_{n+1}} \quad [78]$$

Donde:

- Rb → Relación de bifurcación
 N_n → Número de cauces de un orden dado
 N_{n+1} → Número de cauces del orden inmediatamente superior

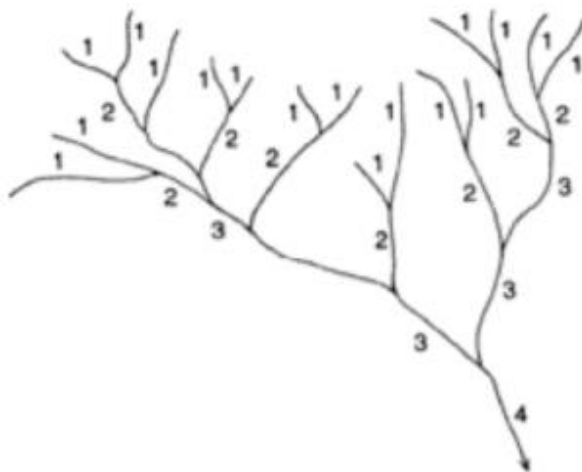


Figura 3.4 Número de orden
Fuente: Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017

$$Dd = \frac{Lt}{A} \quad [79]$$

Donde

- Dd → Densidad de drenaje
 Lt → Longitud total de los cauces de agua
 A → Área de la cuenca

Tabla 0.3

Rangos de densidad de drenaje

Densidad de Drenaje	Categoría
< 1	Baja
1 a 2	Moderada
2 a 3	Alta
> 3	Muy Alta

Fuente: Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017

Dentro de las características del sistema de drenaje, se calcula la sinuosidad de las corrientes de agua. Este parámetro adimensional da una medida de la

velocidad de escorrentía (Monsalve, 1995). El coeficiente de sinuosidad (S) relaciona la longitud del cauce principal y la longitud en línea curva o recta como muestra la figura 3.5 entre el inicio y el final del cauce. Schumm en 1963 propuso cinco tipos de cauces, asignándoles un índice de sinuosidad presentes en la tabla 3.4.

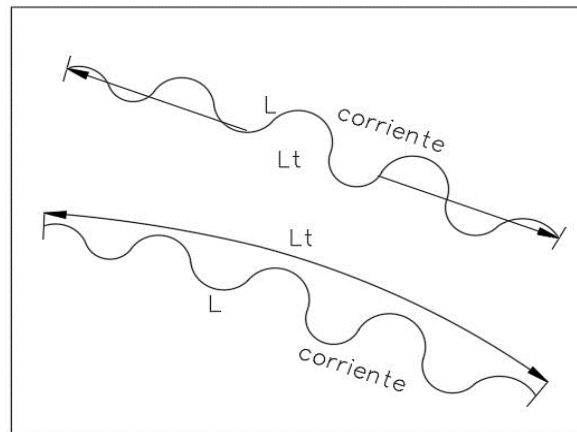


Figura 3.5 Sinuosidad de la corriente de agua
Fuente: Monsalve, 1995
Elaboración: Propia

$$S = \frac{Lc}{L'} \quad [80]$$

Donde

Lc → Longitud del cauce principal

Lt → Longitud curva o recta entre el inicio y el fin del cauce

Tabla 0.4

Tipo de canal según el coeficiente de sinuosidad según Schumm

Coeficiente de Sinuosidad	Tipo de Canal
1 a 1.2	Canal Rectilíneo
1.2 a 1.5	Canal Transicional
1.5 a 1.7	Canal Regular
1.7 a 2.1	Canal Irregular
> 2.1	Canal Tortuoso

Fuente: Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017

En la tabla 3.5 se presenta un resumen de las características físicas de la cuenca descritas teóricamente en el presente apartado. El índice de compacidad corrobora una forma de cuenca rectangular oblonga, y el factor de forma reitera una cuenca muy alargada, por tanto, la respuesta de la cuenca a una tormenta tendrá como resultado un mayor tiempo de concentración y un caudal pico de salida bajo. Por otra parte, el análisis de sistema de drenaje en la cuenca de estudio se realizó únicamente con la densidad de drenaje, ya que al ser una cuenca de orden 1, no es posible obtener la razón de bifurcación, como resultado se obtuvo una cuenca con drenaje moderado, teniendo una repuesta a la precipitación lenta. Finalmente, del coeficiente de sinuosidad se concluye que se tiene un curso de agua rectilíneo.

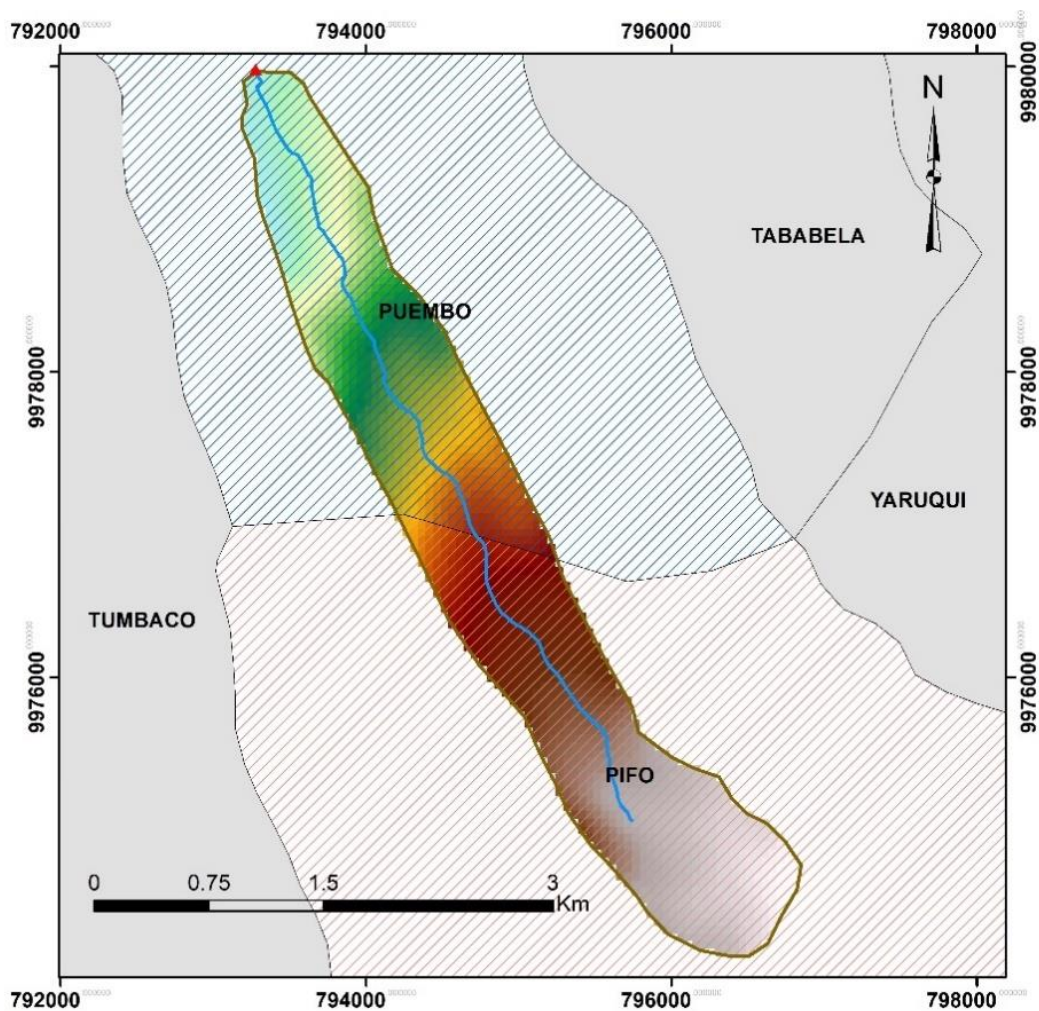


Figura 3.6 Características físicas de la cuenca
Elaboración: Propia

Tabla 0.5*Características de forma del área aportante del punto de la captación*

Características de Forma de la Cuenca		
Área de Drenaje (A)	4.93	Km ²
Perímetro de la Cuenca (P)	14.31	km
Longitud de la Cuenca (L)	6.63	km
Longitud del Cauce Principal (Lc)	5.77	km
Longitud del Valle del Cauce Principal (Lt)	5.49	km
Longitud Total de las Corrientes de Agua	5.77	km
Factor de Compacidad (Kc)	1.82	-
Factor de Forma (Kf)	0.11	-
Densidad de Drenaje (Dd)	1.17	Km/Km ²
Sinuosidad de las Corrientes de Agua	1.05	-

Elaboración: Propia

3.1.2.5 Características de relieve

La determinación de las características del relieve de una cuenca tiene gran importancia debido a la definición de la velocidad con la que suceden los procesos de escorrentía (Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017). La pendiente media de la cuenca consiste en el promedio ponderado de las pendientes que se encuentran en el interior de esta. Un modelo digital de terreno es un conjunto de datos que define la distribución espacial de una superficie (Cuesta, 2008), los sistemas de información geográfica SIG gestionan este tipo de datos mediante herramientas informáticas generando nueva información. La interpolación de las pendientes existentes dentro del perímetro de la cuenca para la obtención de la pendiente media se realizó a través de un SIG, obteniendo como resultado una pendiente de 5.05%.

Parte del análisis de las características del relieve comprende el estudio de la curva hipsométrica. Esta representa el relieve del terreno en función de la superficie que se encuentra al menos a una cota determinada. Este estudio evalúa la etapa de evolución y erosión en la que se encuentra una cuenca (Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017). La curva A de la figura 3.7 refleja una cuenca en etapa de juventud con potencial erosivo, la curva B representa una cuenca en equilibrio y fase de madurez, y finalmente la curva C es característica de cuencas en etapa de vejez y sedimentación.

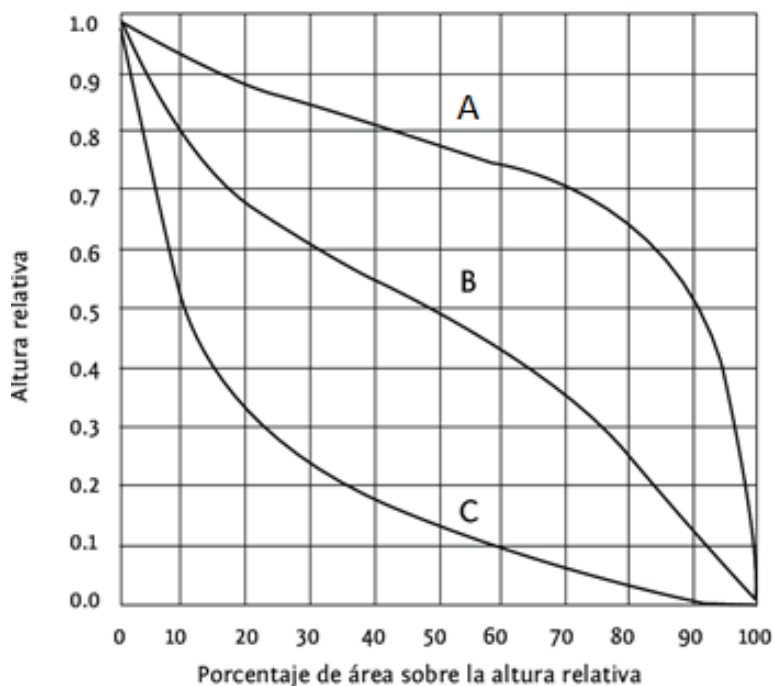


Figura 3.7 Etapas de evolución y erosión según curva hipsométrica de una cuenca
Fuente: Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017

La curva hipsométrica del área de aporte del punto de la obra de captación se ajusta a una tipo B, por tanto se tiene una cuenca madura en equilibrio, con una elevación o cota media de 2520 m.s.n.m.

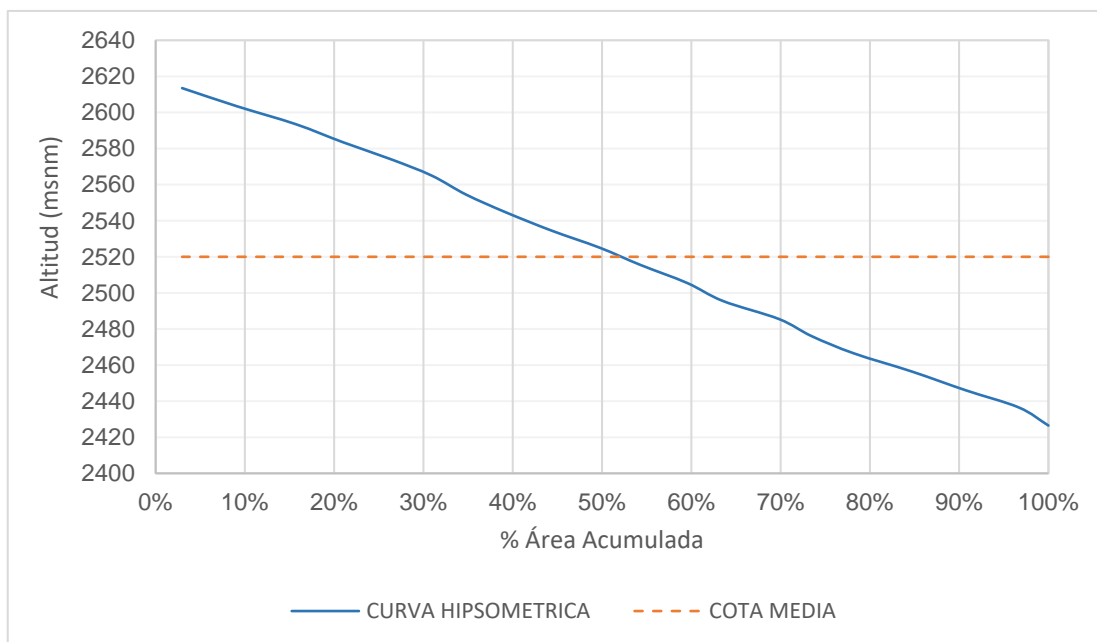


Figura 3.8 Curva Hipsométrica del área de aporte del punto de la captación
Elaboración: Propia

Tabla 0.6

Tabla de cálculo para la curva hipsométrica y elevación media

Mínima	Cotas		Área	Área Acumulada	% Área	% Área Acumulada
	Máxima	Media				
2422	2431	2426.5	0.16	4.93	3%	100%
2432	2441	2436.5	0.29	4.77	6%	97%
2442	2450	2446.0	0.30	4.47	6%	91%
2452	2461	2456.5	0.32	4.17	6%	85%
2462	2471	2466.5	0.23	3.86	5%	78%
2472	2480	2476.0	0.18	3.62	4%	73%
2481	2490	2485.5	0.31	3.44	6%	70%
2491	2500	2495.5	0.20	3.13	4%	64%
2501	2510	2505.5	0.26	2.93	5%	60%
2511	2520	2515.5	0.22	2.68	5%	54%
2521	2529	2525.0	0.27	2.45	5%	50%
2530	2539	2534.5	0.25	2.19	5%	44%
2540	2549	2544.5	0.22	1.94	5%	39%
2550	2559	2554.5	0.19	1.71	4%	35%
2561	2569	2565.0	0.22	1.52	5%	31%
2570	2578	2574.0	0.27	1.30	5%	26%
2579	2588	2583.5	0.26	1.03	5%	21%
2589	2598	2593.5	0.33	0.77	7%	16%
2599	2608	2603.5	0.30	0.45	6%	9%
2609	2618	2613.5	0.15	0.15	3%	3%

Elaboración: Propia

$$E = \frac{\sum E_i * A_i}{A} = \frac{12421.34}{4.93} = 2519.60 \text{ m.s.n.m} \quad [81]$$

Donde

- E → Elevación media de la cuenca
- A → Área total de la cuenca
- E_i → Promedio de las curvas de nivel que delimitan el área del intervalo
- A_i → Área del intervalo

Finalmente, la pendiente media del cauce, correspondiente a la relación entre la diferencia altitudinal y la longitud del cauce (ecuación 82), toma importancia debido a la dependencia existente entre esta y la velocidad de escorrentía, y por consecuencia al tiempo de respuesta de la cuenca a un evento de precipitación, teniendo mayor velocidad y menor tiempo de respuesta a mayor pendiente (Sellers,

Buján , Corbelle, & Miranda, 2017). La tabla 3.7 clasifica la pendiente media del cauce por la tipología del terreno. El cauce principal de la cuenca de estudio tiene una pendiente media de 2.6%, caracterizada como pendiente suave, por lo que el tiempo de respuesta será elevado.

$$S = \frac{\Delta h}{Lc} \quad [82]$$

- S → Pendiente media del cauce
 Δh → Diferencia altitudinal del cauce
 Lc → Longitud del cauce principal

Tabla 0.7
Rangos de pendiente media del cauce

Pendiente media [%]	Tipología del Terreno
<0.5	Muy Plano
0.5 - 1	Plano
1 - 3	Suave
3 - 12	Accidentado Medio
12 - 20	Accidentado
20 - 50	Fuertemente Accidentado
50 - 75	Escarpado
> 75	Muy Escarpado

Fuente: Sellers, Buján, Corbelle, & Miranda, 2017

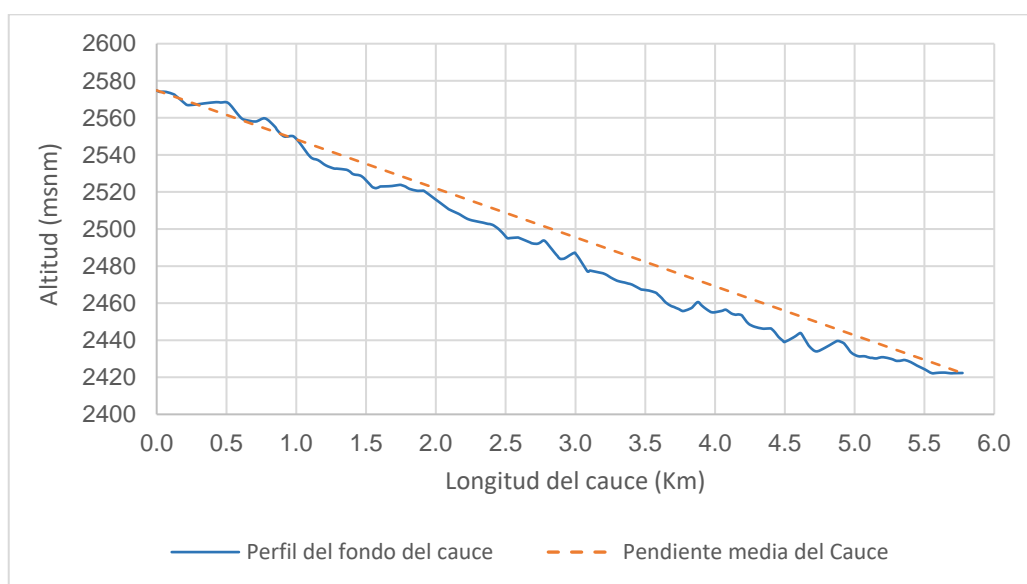


Figura 3.9 Pendiente del cauce principal
 Elaboración: Propia

3.2 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DE CAMPO

3.2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico es el estudio encargado de describir en forma detallada la superficie de un terreno, el objetivo principal de este es determinar la posición relativa de puntos que lleguen a constituir un plano horizontal, y medir las alturas correspondientes en referencia al plano definido anteriormente (Castro & Vélez, 2017). El estudio topográfico es el punto de inicio para la toma de decisiones respecto a ubicación, además de ser la base para el diseño, ya que a través de este se conoce el espacio físico que puede ser ocupado y en este caso el perfil longitudinal y las secciones transversales de la quebrada de la que se captará el caudal adjudicado.

El uso de estación total para llevar a cabo trabajos de topografía brinda eficiencia y precisión, por lo que ha sido un método ampliamente aplicado, sin embargo, se encuentra limitado por la falta de visibilidad que pueda tener un terreno, siendo necesario complementarlo con otros métodos disponibles. La topografía del presente proyecto se realizó mediante dos métodos: levantamiento con estación total y con GPS en tiempo real (RTK). La estación total es un instrumento electro – óptico que permite medir distancias, ángulos y niveles con gran precisión; a través de un microprocesador interno procesa estos datos entregando de manera automatizada coordenadas rectangulares de los puntos del terreno. La determinación de un punto mediante la estación total requiere de otros dos puntos conocidos, ya que su funcionamiento está basado en el principio geométrico de la triangulación (Alcántara, 2016). Por otro lado, el método de posicionamiento cinemático en tiempo real (RTK), utiliza constelaciones de satélites receptores para determinar la posición, el sistema GPS en modo RTK está conformado por dos receptores: el fijo, el cual se coloca en modo estático en un punto con coordenadas conocidas y el móvil, que tiene la función de precisar las coordenadas de los puntos en tiempo real.

Previamente al levantamiento topográfico se obtuvieron tres puntos de control, dos necesarios para la implantación de la estación total y uno que servirá de receptor para el GPS RTK, los tres puntos se encuentran indicados en la tabla

3.8 y en la figura 3.10, además en la misma figura se indican las dos zonas en las cuales se dividió el terreno de estudio. El levantamiento de la zona 1 se realizó con una estación total, mientras que en la zona 2 se usó el GPS en modo cinemático en tiempo real RTK debido a la dificultad de toma de datos con la estación por la configuración natural del terreno.

Tabla 0.8

Coordenadas de puntos de control

Punto	Descripción	Norte (N)	Este (E)	Elevación (m)
GPS-1	Coordenada Estación	9979971.35	793263.64	2417.65
GPS-2	Vista Atrás	9979978.45	793269.28	2415.64
GPS-3	Coordenada Receptor Fijo	9979967.40	793231.37	2426.21

Coordenadas UTM Zona 17S

Elaboración: Propia



Figura 3.10 Puntos de control y áreas de levantamiento por tipo de metodología usada
Elaboración: Propia

Una vez que se ha realizado la toma de puntos geográficos en campo, los datos son exportados en formato txt para realizar el postproceso, mismo que se llevó a cabo con el software AutoCAD Civil 3D. Los datos importados al programa forman una nube de puntos a partir de la cual se genera una superficie y a través de esta se crean curvas de nivel. Con el objetivo de que la superficie obtenida represente la realidad del terreno, fue modificada, eliminando la superficie fuera del

levantamiento y puntos que generaron errores en las curvas de nivel, así como se modificó la triangulación hasta obtener resultados satisfactorios apegados al relieve. AutoCAD Civil 3D permite la obtención de perfiles y cortes del terreno, pudiendo obtener así las secciones longitudinales y transversales de la quebrada. El plano topográfico del terreno y las secciones de la quebrada resultantes se muestran en el anexo 11.

3.2.2 TOMA DE MUESTRAS DE SUELO

El suelo presenta características y propiedades propias dependiendo de la zona de trabajo, que deben ser identificadas y descritas según la necesidad del proyecto de ingeniería a desarrollarse. Para cualquier proyecto es necesario que la muestra obtenida sea representativa del terreno. El Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) en la norma INEN 685 del año 1982, define dos tipos de muestras: alteradas e inalteradas, la muestra alterada está constituida por material disgregado, por tanto, no conserva las características de estructura y humedad que tendría en situ; caso contrario de las muestras inalteradas. La tabla 3.9 resume los ensayos que pueden realizarse según el tipo de muestreo de acuerdo con las normas NTE INEN 686 y 687.

Tabla 0.9

Clasificación de tipo de muestreo según el ensayo a realizarse

Muestras Alteradas	Muestras Inalteradas
Análisis granulométrico	Densidad
Ensayos de plasticidad	Resistencia de suelos inalterados
Ensayo de humedad óptima	Compresión no confinada
Ensayos CBR	Envío a laboratorios

Elaboración: Propia

El proyecto busca conocer el material del que está constituido las márgenes y el fondo de la quebrada a través del análisis granulométrico, además de establecer las partículas componentes para las que deberá ser funcional la obra de captación, el análisis será fundamental en la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning, por lo que se tomaron muestras de suelo alteradas de la superficie del terreno. Con el fin de realizar una estimación cercana a la realidad Wolman (citadas en Millanao, 2010) recomienda seguir el siguiente proceso:

- Tomar muestras en secciones igualmente espaciadas.
- De cada sección tomar al menos dos muestras (fondo y márgenes).
- Realizar la curva granulométrica separando las partículas pequeñas de las grandes.
- Obtener los porcentajes de sedimentos de la curva granulométrica D90, D84, D75, D65, D50. Estos valores posteriormente se emplean para obtener el término n_0 que representa el material del cauce en la obtención del coeficiente de rugosidad de Maning.

La toma de muestra de suelo superficial requiere de instrumentación básica como pala, pico y palustre. En lo que se refiere al almacenamiento y transporte de muestras el INEN en la norma NTE INEN 686 del año 1982 menciona que deben ser almacenadas en recipientes adecuados, fundas de polietileno o sacos, además se debe evitar la exposición directa con el sol y los recipientes deben ser etiquetados interior y exteriormente.



Figura 3.11 Toma de muestra de suelo de la quebrada La Retraída
Elaboración: Propia

La toma de muestra de suelo se realizó en cinco secciones a lo largo de la quebrada La Retraída dentro de la zona levantada topográficamente. En cada sección se tomaron dos muestras, una correspondiente al fondo de la quebrada y una a la margen de esta. La figura 3.11 señala la ubicación de los muestreos en

color rojo, adicionalmente, en la tabla 3.10 se encuentra la codificación utilizada para cada muestra con su respectiva ubicación.

Tabla 0.10

Ubicación y Codificación de muestras de suelo

Sección	Abscisas	Códigos
1	0+60.00	1T - 1F
2	0+100.00	2T - 2F
3	0+140.00	3T - 3F
4	0+194.00	4F
5	0+030.00	5T - 5F

Elaboración: Propia



Figura 3.12 Ubicación de las secciones de toma de muestra de suelo

Elaboración: Propia

3.2.3 TOMA DE MUESTRA DE AGUA

La calidad de agua de riego afecta de manera relevante a la estabilidad del suelo y a su capacidad de transmitir agua al aire, así como a las plantas cultivadas (Tartabull & Betancourt, 2016). Esto hace indispensable el estudio de la calidad del recurso en un tiempo y lugar específico, mediante la determinación de parámetros como: concentración de material inorgánico, minerales, químicos disueltos, materia orgánica disuelta y materia en suspensión en el agua. El INEN en la norma NTE INEN 2176 del año 2013, provee conceptos y guías acerca de las técnicas de muestreo utilizadas para obtener los datos necesarios para dicho estudio, las cuales se resumen a continuación:

- Es recomendable realizar la separación de muestras tomadas para análisis químicos, biológicos y microbiológicos, ya que el manejo de muestras es diferente.
- Es preciso diferenciar el muestreo para agua estancada y agua corriente, sabiendo que un muestreo puntual y uno compuesto serán de utilidad tanto para agua corriente como estancada, mientras que un muestreo en serie será apto solo para agua estancada.

El muestreo puntual se refiere a una muestra tomada en un punto al azar de agua superficial, a una profundidad específica. Cada muestra representa la calidad de agua en el tiempo y en el lugar que fue tomada, por tanto, este tipo de muestreo es recomendable si los valores de los parámetros de interés no son constantes, además las muestras puntuales son indispensables cuando se quiere determinar si la calidad del agua cumple con los límites permitidos. Por otro lado, las muestras en serie comprenden un conjunto de muestras tomadas a varias profundidades en el cuerpo de agua con el objetivo de realizar perfiles de profundidades, también se realiza para establecer perfiles de áreas, tomando muestras a una misma profundidad, pero varios puntos. Finalmente, las muestras compuestas, las cuales proporcionan un parámetro de composición promedio, son aquellas que resultan de la unión de varias muestras tomadas a diferentes tiempos y condiciones.

En el caso de la quebrada La Retraída en colaboración con el Centro de Investigación y Control Ambiental CICAM se tomó una muestra puntual en el lugar donde se implantará la captación con el objetivo de verificar que la calidad de agua se encuentre dentro de los límites permitidos para su uso en riego. Adicionalmente, en la norma NTE INEN 2176 se regula las características que debe cumplir el recipiente para la toma de muestras de agua:

- Es conveniente utilizar botellas de polietileno y de vidrio para toma de muestras que van a ser utilizadas para el análisis de los parámetros físicos y químicos de aguas naturales. Los materiales químicamente inertes como: politetrafluoroetileno (PTFE), son predilectos pero su uso no es tradicional en los análisis de rutina.

- El recipiente debe proteger la composición de la muestra de pérdidas causadas por adsorción y volatilización, o contaminación por sustancias extrañas. Además, es necesario considerar parámetros que debe cumplir el recipiente como: su resistencia a temperaturas extremas, resistencia a roturas, facilidad para cerrar y abrir, tamaño, forma, disponibilidad, costo, peso, facilidad de lavado y reutilización.
- Se recomienda el uso de recipientes de polietileno de alta densidad cuando la conservación de muestras se realiza por congelación, esto se realiza cuando se desea determinar en el agua: silicio, sodio, alcalinidad total, cloruro, conductancia específica, pH y dureza. Para elementos sensibles a la luz se recomienda usar vidrio absorbente de luz. El acero inoxidable se debe usar para muestras con temperaturas y presiones altas o cuando se muestree para concentraciones de material orgánico.
- Los recipientes de vidrio se recomiendan para determinar compuestos químicos orgánicos y de especies biológicas, la tapa debe ser de vidrio o de politetrafluoroetileno.

Además de las características mencionadas anteriormente es necesario que los recipientes cumplan con los siguientes criterios: reducir la contaminación en la muestra causada por el material del que está hecho el recipiente como los componentes inorgánicos del vidrio, compuestos orgánicos de materiales plásticos y elastómeros de las tapas de vinilo y envolturas de neopreno. Facilidad para limpiar y tratar las paredes de los recipientes con el fin de reducir la contaminación causada por residuos de muestras tomadas.

3.2.4 AFORO DE LA QUEBRADA

El método utilizado en el aforo de la quebrada fue el de sección – velocidad con micromolinete. Las mediciones se tomaron en las abscisas en color rojo mostradas en la figura 3.13 siguiendo el procedimiento detallado a continuación: El espejo de agua de cada sección es fraccionado en 3, para cada una de las divisiones se determina el punto medio y en esta marca se mide el calado **d**. La figura 3.14 esquematiza el procedimiento de división de una sección transversal de la quebrada. Posteriormente se calcula la altura a la que se coloca la hélice,

concerniente a 0.4d desde el fondo como corresponde al método de un solo punto. Para cada franja se realiza tres mediciones de revoluciones, obteniendo un N_{promedio} .

La transformación de número de revoluciones a velocidad como se indicó en la sección 2.2.1 depende del equipo empleado. Para el aforo de la quebrada La Retraída se utilizó un micromolinete OTT HydroMet modelo OTT C2 con una hélice número 3, la Ec. 83, tomada de la tabla de velocidades para el modelo utilizado, presente en el anexo 12, permite realizar esta transformación.

$$n \leq 0.63 \rightarrow V = 0.2279 * n + 0.022 \quad [83]$$

$$0.63 \leq n \leq 9.80 \rightarrow V = 0.2550 * n + 0.005$$

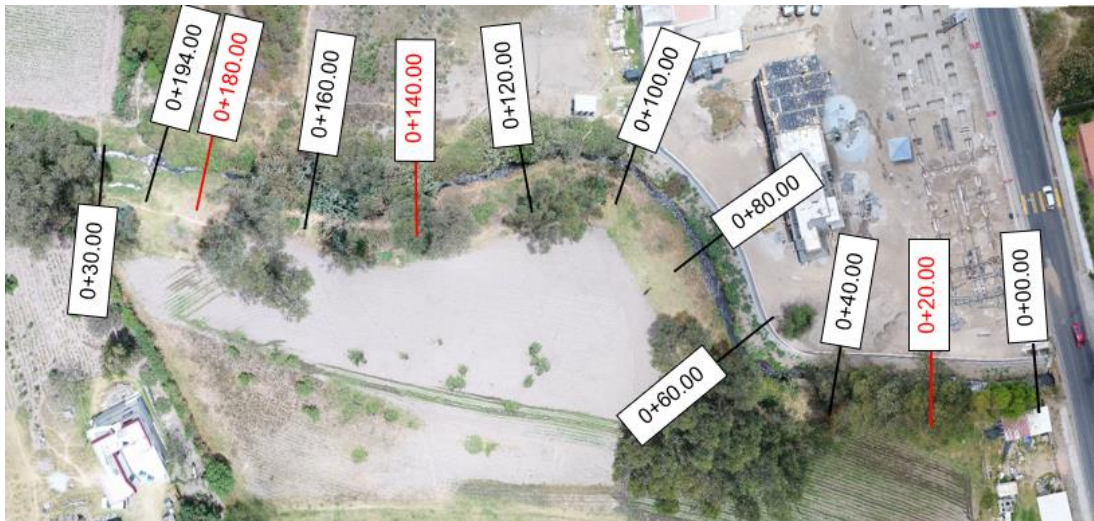


Figura 3.13 Abscisas en donde se realizó el aforo
Elaboración: Propia

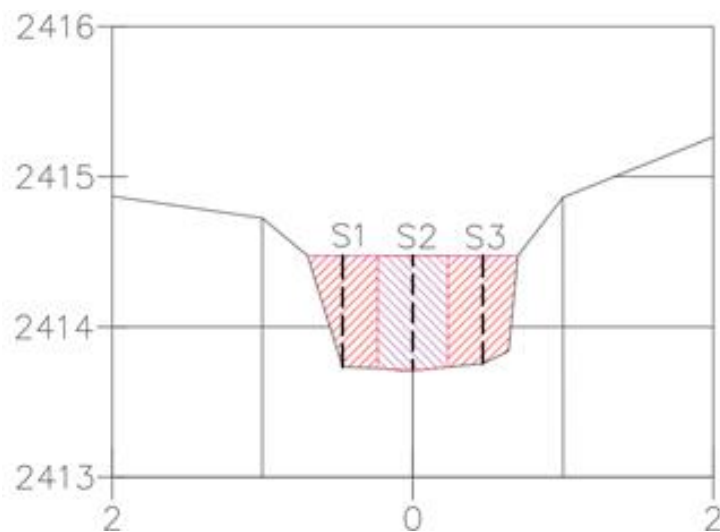


Figura 3.14 División de las secciones de aforo
Elaboración: Propia

El área de cada sección se obtuvo a través de los perfiles obtenidos en el levantamiento topográfico con la ayuda del software AutoCAD. El procedimiento de obtención del caudal se describe detalladamente en la sección “Aforo por método de sección – velocidad con molinete”, sin embargo, en este apartado se ejemplifica a través de la tabla 3.11 el procedimiento seguido para obtener el caudal total de la sección 0+140.00 durante el aforo del mes de marzo. La tabla completa que contiene el procedimiento de todas las secciones por mes se encuentra en el anexo 13. Finalmente, se obtuvo el caudal medio mensual de todas las secciones, logrando conformar un hidrograma (figura 3.14).

Tabla 0.11

Cálculo del caudal en la sección 0+140.00 en el mes de marzo

Abscisa	Espejo	Sección	P. medio	Profundidad	0.4 d
0+140.00	2.14	0.713	0.357	0.30	0.120
				0.29	0.116
				0.10	0.040

Revoluciones N	N Prom	N	V	A	Q	QT		
29.9	27.5	28.9	28.76	0.959	0.250	0.203	0.051	
31.8	28.9	31.2	30.63	1.021	0.265	0.215	0.057	0.142
34.2	44.3	45.8	41.43	1.381	0.357	0.098	0.035	

Elaboración: Propia

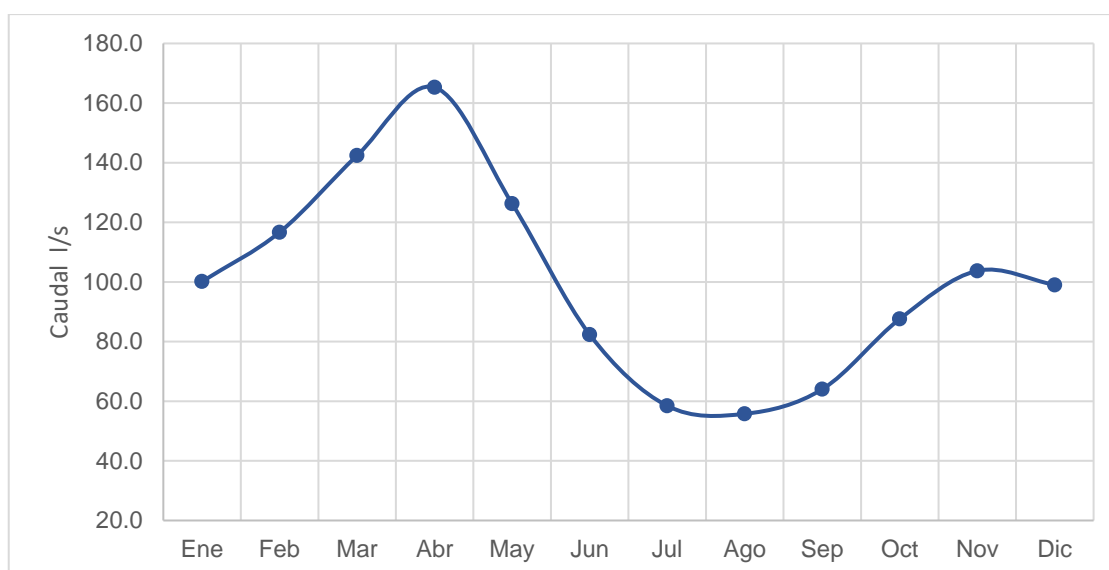


Figura 3.15 Resultado de aforo mensual de la quebrada La Retraída

Elaboración: Propia



Figura 3.16 Aforo de la quebrada La Retraída
Elaboración: Propia

3.3 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA

De la base de datos del Instituto de Meteorología e Hidrología INAMHI, se seleccionaron cuatro estaciones meteorológicas para el análisis climático e hidrológico del presente proyecto. El periodo de estudio corresponde a 35 años comprendidos entre 1980 y 2015 para datos de precipitación y temperatura (elementos necesarios para procesar el modelo de precipitación – escorrentía de Témez), de 27 años entre 1986 y 2013 para datos de evaporación y de 31 años entre 1982 y 2013 para humedad relativa utilizados en la caracterización climatológica. Las estaciones seleccionadas son las más próximas posibles al área de aporte que contienen datos y guardan correlación con las estaciones previamente seleccionadas. En la Figura 3.17 se muestran las estaciones utilizadas y la ubicación, complementariamente la tabla 3.12 resume los datos de la figura además del tipo de estación. La tabla 3.13 sintetiza la información por clasificación de dato y el porcentaje de años registrados, con el objetivo de descartar aquellas estaciones que tengan menos de 50% de registro teniendo en cuenta que un año registrado es aquel que tiene al menos cinco meses de datos.

Tabla 0.12

Estaciones meteorológicas utilizadas para el análisis del área de aporte de la captación

Código	Nombre	Tipo	Latitud	Longitud	Elevación
M0002	La Tola	AP	793125.6	9974612.5	2480
M0024	Iñaquito	CP	780131.5	9981560.4	2789
M0345	Calderón	PV	787093.9	9989120.1	2645
M0346	Yaruqui	PV	798851.3	9982326.4	2600

Siendo: **AP** Agrometeorológica, **CP** Climatológica principal, **PV** Pluviométrica

Elaboración: Propia

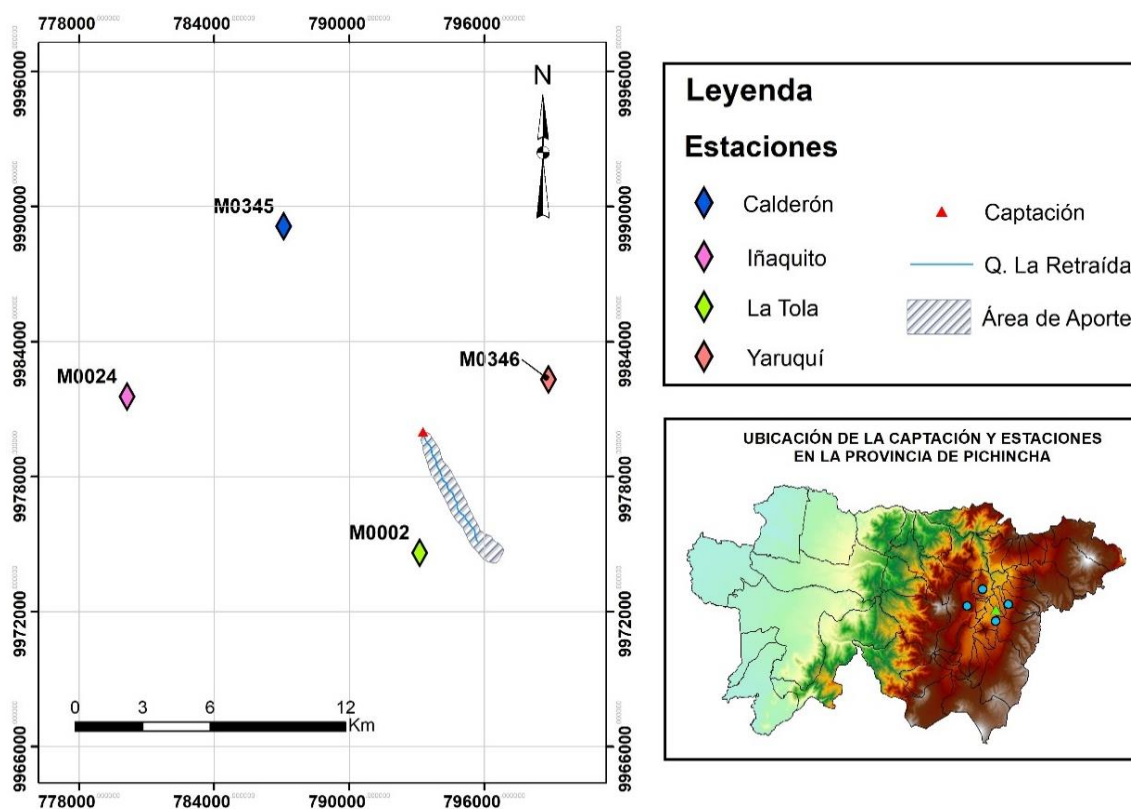


Figura 3.17 Ubicación de las estaciones meteorológicas utilizadas
Elaboración: Propia

Tabla 0.13*Periodo y porcentaje de registro de datos meteorológicos*

Código	Pm.	% Registro	Tm.	% Registro	E.	% Registro	Hr.	% Registro
M0002	1980 2015	100%	1980 2015	100%	1982 2013	100%	1986 2013	100%
M0024	1980 2015	97%	1980 2015	100%	1982 2013	100%	1986 2013	100%
M0345	1980 2015	100%	-	-	-	-	-	-
M0346	1980 2015	100%	-	-	-	-	-	-

Siendo: **Pm.** Precipitación total mensual, **Tm.** Temperatura media mensual, **E.** Evaporación, **Hr.** Humedad relativa

Elaboración: Propia

3.3.1 RELLENO DE LA INFORMACIÓN

El manejo adecuado de datos meteorológicos corresponde el primer paso para la obtención de resultados confiables. La detección de valores atípicos y homogenización de series de datos contribuyen en el control de calidad de estos, constituyendo un proceso fundamental (González, Jiménez, Quesada, & Valero, 2000). La existencia de datos vacíos hace necesario un relleno previo de las series, como se indicó en el apartado 2.1.1, en el presente proyecto se utilizó el método de correlación – regresión, también llamado método de los mínimos cuadrados, aceptando un factor de correlación mínimo entre estaciones de 0.7. Para datos de precipitación como estación base se tomó La Tola M0002, siendo la que más datos tiene, además de ser una estación muy homogénea; a su vez para el relleno de esta, se utilizó como base la M0024. La tabla 3.14 resume el coeficiente de correlación resultante entre los pares y las ecuaciones utilizadas. Si bien la estación M00345 presenta un mejor valor de r con la estación M00346, la homogenización, emparejada con la estación M0002 genera mejores resultados, por lo que se decidió realizar el relleno de la M00345 con la M0002. En el caso de la estación M00345 previamente a su relleno se descartaron seis valores atípicos, mismo que reportaba valores de cero en meses de máxima precipitación. El proceso de relleno de información se llevó a cabo para datos de precipitación temperatura, evaporación y humedad relativa, las serie con datos rellenos para los parámetros antes indicados se presentan en el anexo 14. La figura 3.19 esquematiza los años con datos completos y con datos rellenos.

Tabla 0.14
Factor de correlación y ecuaciones entre pares de estaciones

X	Y	r	Ecuación
M0002	M0024	0.86	$y = 1.0815x + 12.881$
M0002	M0345	0.70	$y = 0.5665x + 7.4204$
M0002	M0346	0.83	$y = 0.8402x + 7.8427$
M0024	M0002	0.86	$y = 0.6776x + 10.099$

Elaboración: Propia

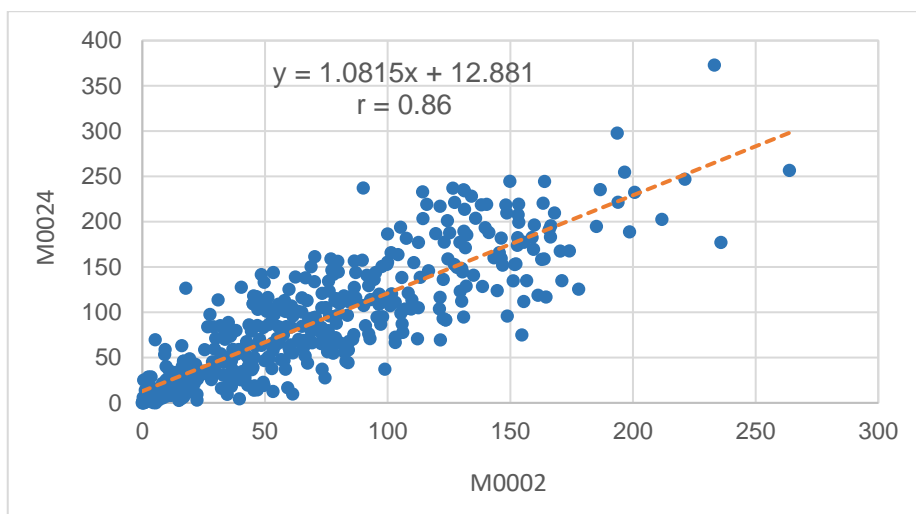


Figura 3.18 Correlación lineal entre la estación M0024 y M0002

Nota: Las figuras de las correlaciones lineales de los pares de estaciones M00345, M00346 y M002 se encuentran en el anexo

15

Elaboración: Propia

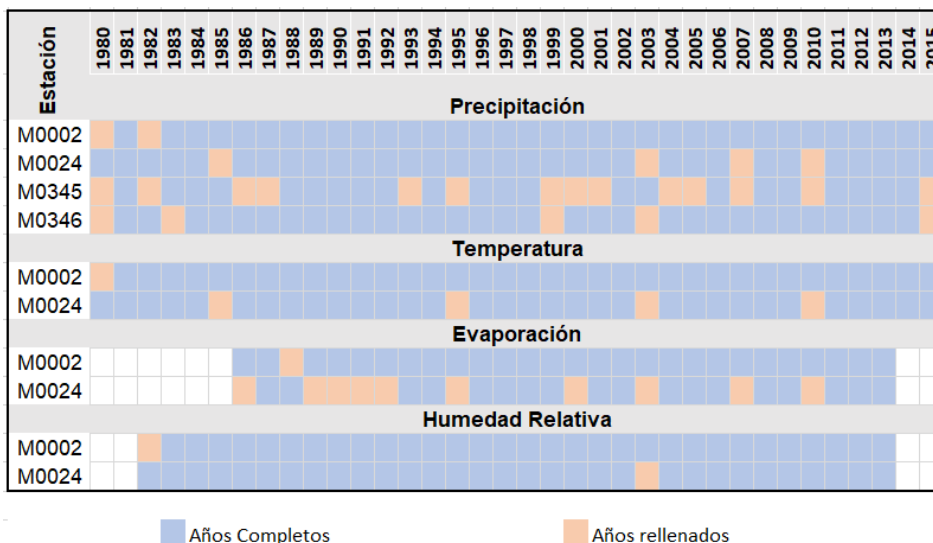


Figura 3.19 Datos meteorológicos completos y rellenados

Elaboración: Propia

3.3.2 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DE INFORMACIÓN

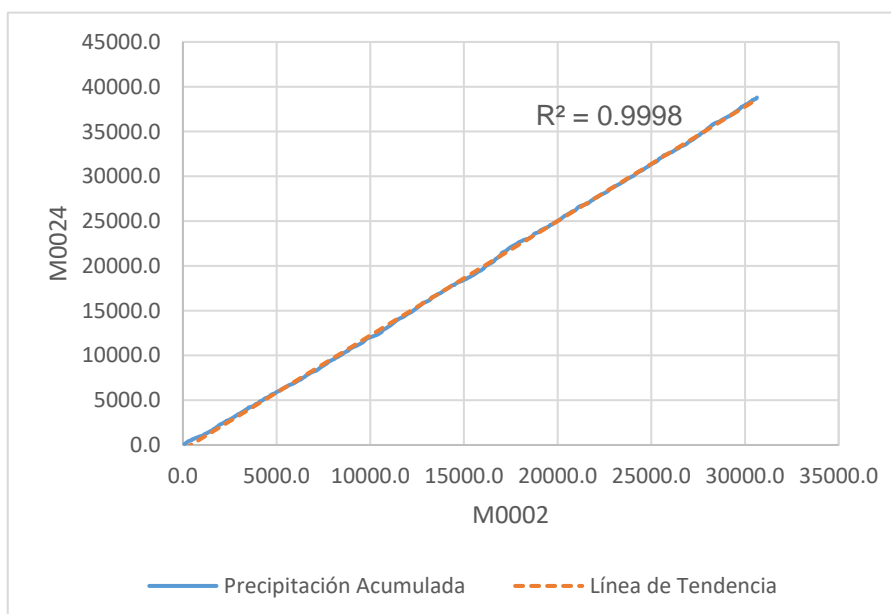
Se considera una serie homogénea aquella que varía únicamente por cambios en el clima y en el tiempo, por tanto, la metodología, la instrumentación, el horario y la ubicación en la toma de datos no debe presentar inconsistencias (González, Jiménez, Quesada, & Valero, 2000). La verificación de la homogeneidad de las series de datos se realizó mediante dos métodos: la prueba de rachas y la curva de doble masa, ambas descritas en el capítulo II. En primera instancia en la prueba de rachas, para precipitación se obtuvo homogeneidad en las estaciones M0002, M0024 y M0346, no obstante, la estación M0345 se encuentra fuera de los rangos (tabla 3.15). Los resultados de las pruebas de rachas fueron comprobados a través de la curva de doble masa con datos mensuales, la precipitación acumulada del eje x corresponde a la estación considerada base en el relleno de datos (La Tola M002), de este análisis se corrobora la falta de homogeneidad de la estación M0345.

Tabla 0.15

Resumen de la prueba de rachas de precipitación media anual

Estación	Mediana	NA	NS	Homogeneidad
M0002	72.22	18	16	Dentro de rango
M0024	88.6	18	15	Dentro de rango
M0345	47.7	18	14	Fuera de Rango
M0346	63.6	18	21	Dentro de rango

Elaboración: Propia



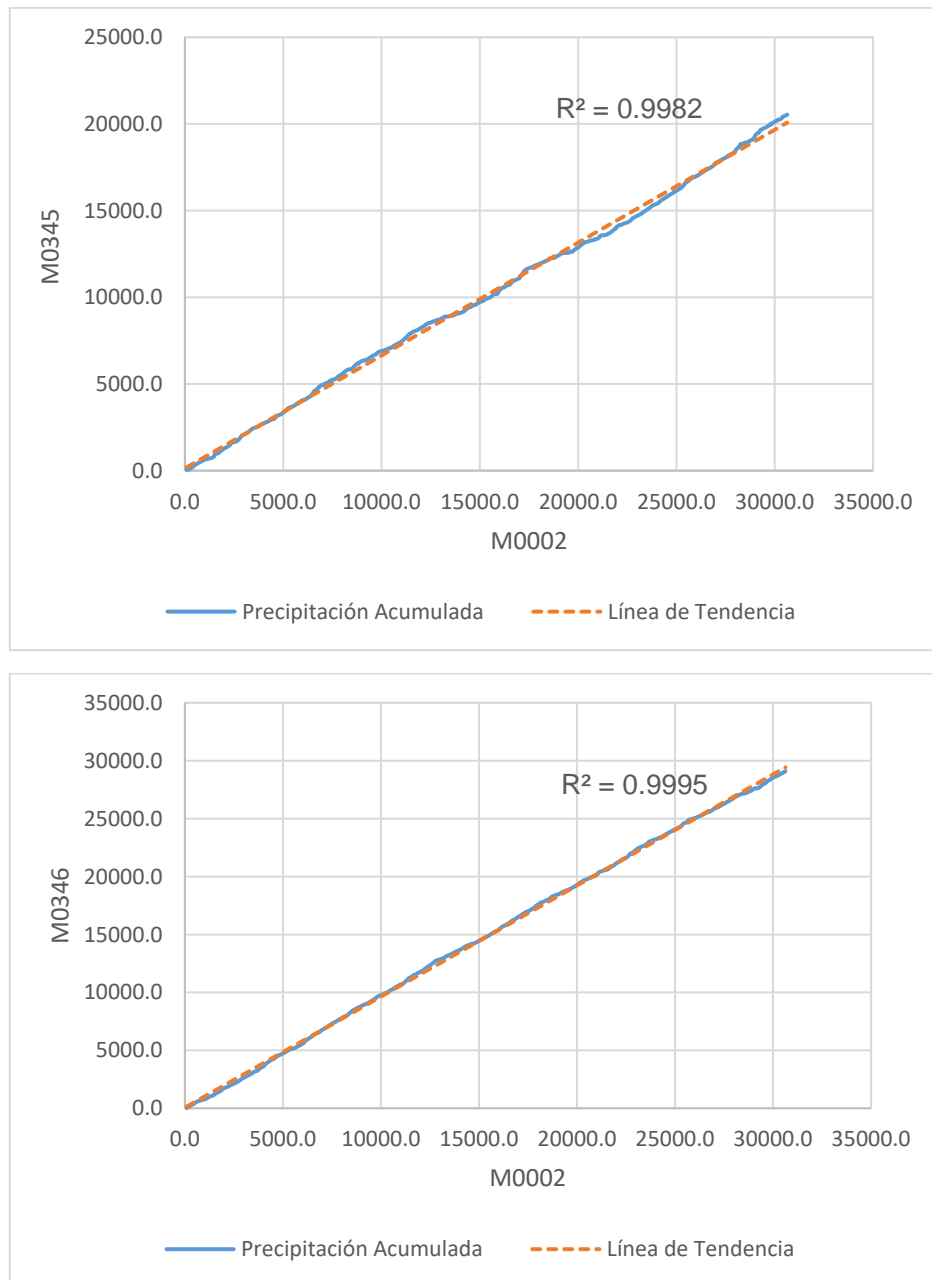


Figura 3.20 Curva de doble masa precipitación mensual
Elaboración: Propia

La estación M0345 fue corregida en 6 tramos que presentan incongruencias, ajustando los datos a la línea de tendencia de la figura 3.20 que corresponde a la estación. La Ec. 84 fue utilizada para realizar el ajuste de los datos, donde M_c representa la pendiente durante el periodo correcto, M_a pendiente del periodo a corregir, P_x datos a corregir y P datos corregidos. Una vez rectificadas los datos se obtiene un valor de R^2 de 0.9989 siendo este el mejor ajuste. Con los valores de precipitación ajustados se repite la prueba de rachas, donde la estación entra en el rango de datos homogéneos. La serie de precipitación ajustada para la estación

M0345 se encuentra en el anexo 14(a), siendo estos los datos a utilizarse en los análisis posteriores.

$$P = M_c / M_a * P_x \quad [84]$$

El mismo proceso seguido para la homogenización de la estación M0345 con datos de precipitación total mensual se llevó a cabo con la estación M0002 y la estación M0024 para datos de evaporación y humedad relativa, los resultados de las series homogenizadas se presentan en el anexo 14. Las figuras 3.21, 3.22 y 3.23 resumen los datos ajustados de las series, la prueba de rachas y la curva de doble masa de las estaciones corregidas.

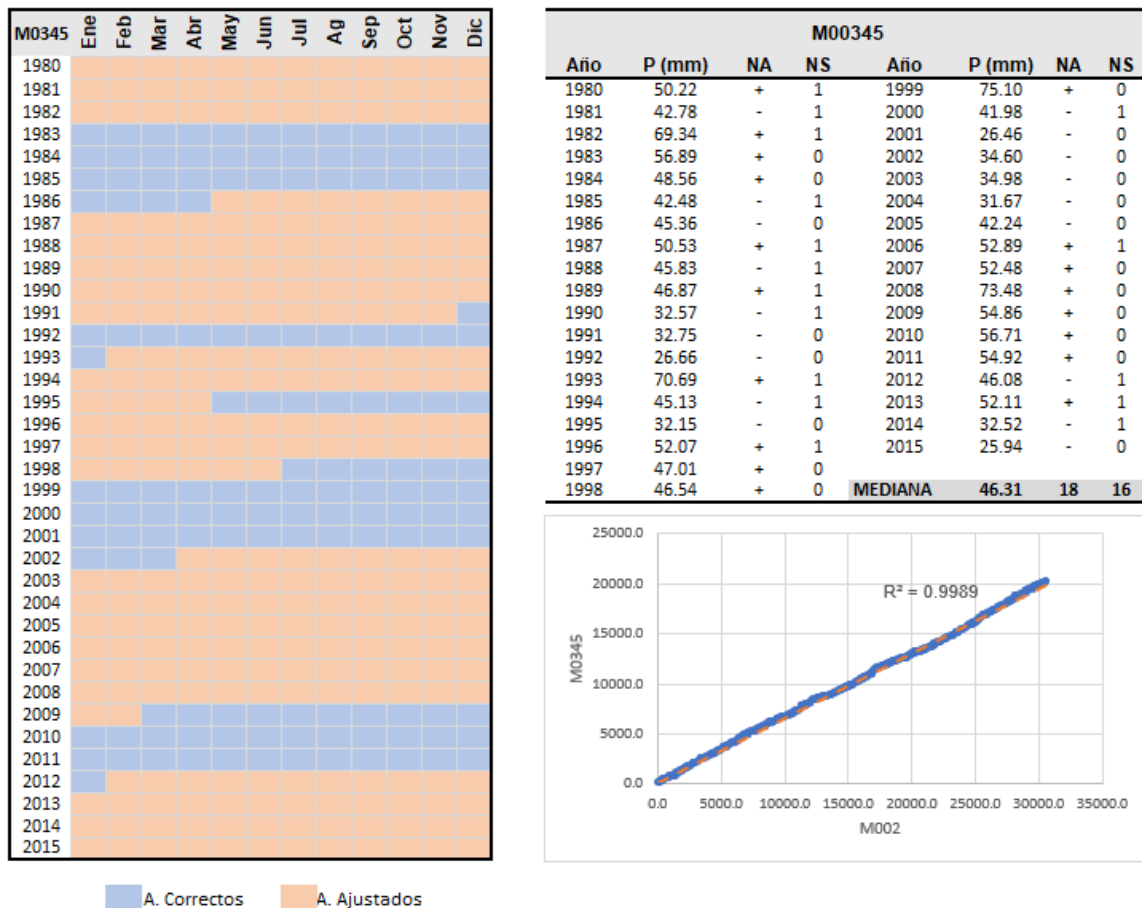
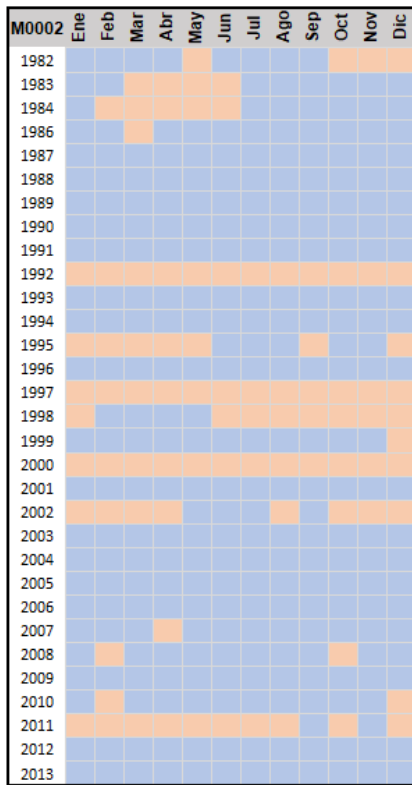
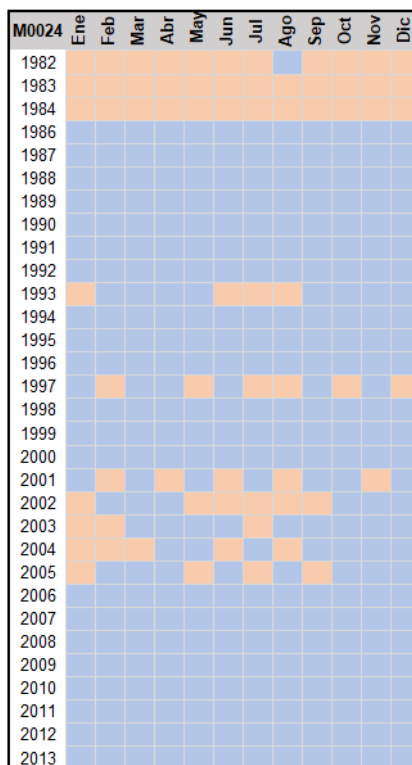
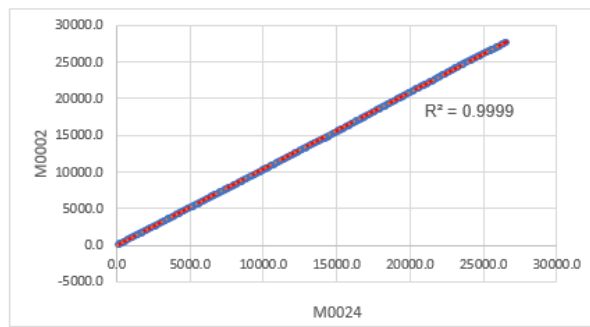


Figura 3.21 Ajuste de serie de datos de precipitación estación M0345
Elaboración: Propia



A. Correctos A. Ajustados

M0002							
Año	%	NA	NS	Año	%	NA	NS
1982	74	-	1	1999	73	-	0
1983	75	+	1	2000	74	+	1
1984	74	-	1	2001	77	+	0
1986	73	-	0	2002	75	+	0
1987	74	-	0	2003	76	+	0
1988	75	+	1	2004	75	+	0
1989	74	-	1	2005	76	+	0
1990	73	-	0	2006	75	+	0
1991	74	-	0	2007	74	-	1
1992	75	+	1	2008	77	+	1
1993	73	-	1	2009	74	+	0
1994	74	-	0	2010	77	+	0
1995	76	+	1	2011	75	+	0
1996	73	-	1	2012	73	-	1
1997	75	+	1	2013	73	-	0
1998	73	-	1	MEDIANA	74	16	15



A. Correctos A. Ajustados

M0024							
Año	%	NA	NS	Año	%	NA	NS
1982	73	+	1	1999	74	+	1
1983	73	+	0	2000	70	-	1
1984	73	+	0	2001	69	-	0
1986	71	-	1	2002	70	-	0
1987	70	-	0	2003	70	-	0
1988	73	+	1	2004	70	-	0
1989	73	+	0	2005	71	+	1
1990	70	-	1	2006	70	-	1
1991	74	+	1	2007	71	+	1
1992	71	-	1	2008	72	+	0
1993	72	+	1	2009	68	-	1
1994	70	-	1	2010	72	+	1
1995	70	-	0	2011	75	+	0
1996	70	-	0	2012	75	+	0
1997	71	+	1	2013	72	+	0
1998	70	-	1	MEDIANA	71	16	17

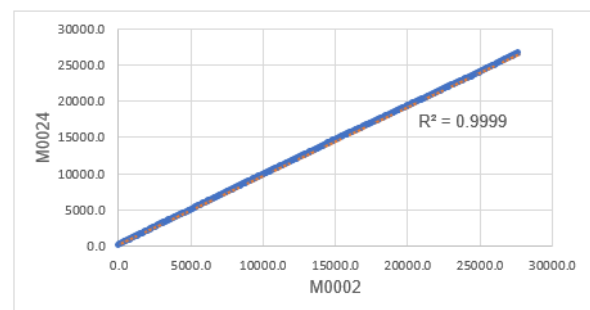
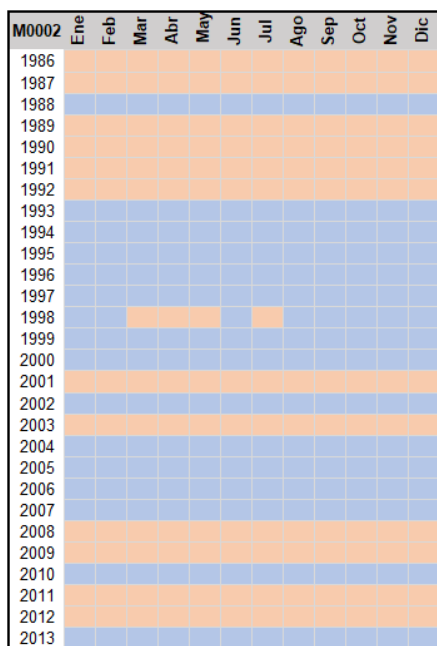
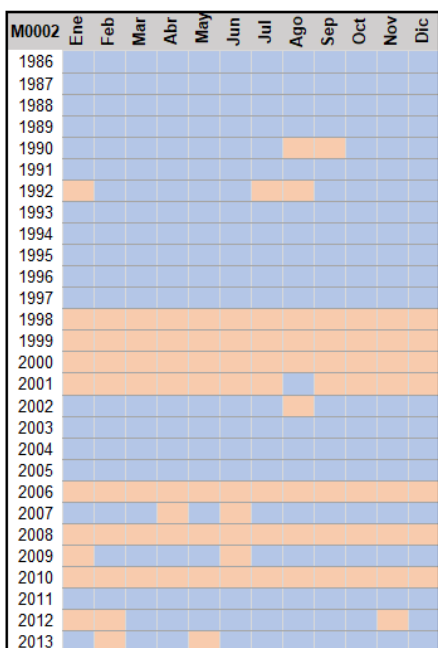
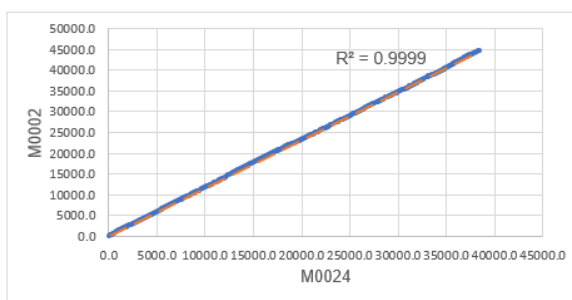


Figura 3.22 Ajuste de serie de datos de humedad relativa estación M0002 y M0024
Elaboración: Propia



■ A. Correctos ■ A. Ajustados

M0002							
Año	P (mm)	NA	NS	Año	P (mm)	NA	NS
1986	144.94	+	1	2001	133.84	-	0
1987	134.59	-	1	2002	132.33	-	0
1988	138.76	+	1	2003	138.54	+	1
1989	140.76	+	0	2004	137.78	+	0
1990	147.83	+	0	2005	128.50	-	1
1991	140.06	+	0	2006	126.03	-	0
1992	147.09	+	0	2007	124.14	-	0
1993	144.53	+	0	2008	118.68	-	0
1994	148.93	+	0	2009	136.39	+	1
1995	130.68	-	1	2010	123.00	-	1
1996	132.20	-	0	2011	142.13	+	1
1997	136.62	+	1	2012	138.27	+	0
1998	121.16	-	1	2013	134.67	-	1
1999	112.73	-	0				
2000	116.44	-	0	MEDIANA	136.39	14	12



■ A. Correctos ■ A. Ajustados

M0024							
Año	P (mm)	NA	NS	Año	P (mm)	NA	NS
1986	118.39	+	1	2001	115.89	+	1
1987	125.46	+	0	2002	115.71	-	1
1988	118.35	+	0	2003	117.79	+	1
1989	117.52	+	0	2004	118.93	+	0
1990	123.44	+	0	2005	111.34	-	1
1991	127.13	+	0	2006	113.62	-	0
1992	128.26	+	0	2007	116.18	+	1
1993	120.88	+	0	2008	106.18	-	1
1994	113.59	-	1	2009	115.81	-	0
1995	118.27	+	1	2010	102.29	-	0
1996	110.77	-	1	2011	106.98	-	0
1997	122.88	+	1	2012	109.51	-	0
1998	105.18	-	1	2013	108.61	-	0
1999	109.86	-	0				
2000	105.19	-	0	MEDIANA	115.85	14	12

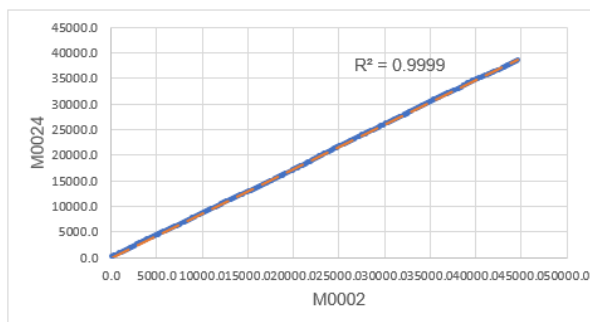


Figura 3.23 Ajuste de serie de datos de evaporación estación M0002 y M0024
Elaboración: Propia

3.4 ANÁLISIS DE SUELOS Y ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

La simplicidad de la ecuación propuesta por Manning en 1889 y los resultados satisfactorios que entrega en casos prácticos, han sido los motivos fundamentales para que la ecuación sea ampliamente utilizada en el cálculo de flujo uniforme en canales abiertos; siendo la mayor dificultad en la aplicación de esta ecuación, la determinación del coeficiente n de Manning (Chow V. , 1994). El término que define la resistencia dinámica que ofrece una sección al desplazamiento del agua, conocido como coeficiente de rugosidad, se vuelve inexacto y subjetivo, dependiendo en gran parte de la experiencia de quien determina este parámetro (Fernández, León, Rodríguez, Martínez, & Menses , 2018). Chow (1994) menciona que el valor de n es muy variable y depende de factores como: tamaño y forma del canal, nivel y caudal, rugosidad superficial, sedimentación y socavación, vegetación, material en suspensión y carga del lecho, irregularidad del canal, alineamiento del canal, obstrucciones y cambio de estación.

Teniendo en cuenta los factores que influyen principalmente en el coeficiente de rugosidad, Cowan propone una ecuación para estimar el n de Manning, donde n_0 corresponde al valor del coeficiente para un canal recto y uniforme de un material específico, n_1 contribuye en la corrección por el grado de irregularidad del cauce, n_2 considera la variación de la sección transversal del cauce, n_3 corrige el efecto relativo de las obstrucciones, n_4 considera la vegetación y finalmente m_5 corrige los efectos por meandros en el canal. Chow propone valores de n_0 , n_1 , n_2 , n_3 , n_4 , m_5 según las condiciones del canal; para este proyecto de titulación se consideró dicha propuesta en los valores de n_1 , n_2 , n_3 , n_4 y m_5 (tabla 3.16). El valor de n_0 se obtuvo a través de 3 ecuaciones empíricas que toman en cuenta el diámetro de las partículas del material del cauce, la Ec. 86 fue desarrollada por Garde & Raju en 1978, la Ec 87. por Meyer, Peter, Muller en 1948 y la Ec 88. por Limerinos en 1970.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad [85]$$

$$n_0 = 0.047 * D_{50}^{0.16} \quad [86]$$

$$n_0 = 0.038 * D_{90}^{0.16} \quad [87]$$

$$n_0 = \frac{0.1129 * Rh^{1/6}}{1.16 + 2 * \log(Rh/D_{84})} \quad [88]$$

Donde

D_{50} → Diámetro del material tal que el 50% del peso es menor a este [m]

D_{90} → Diámetro del material tal que el 90% del peso es menor a este [m]

D_{84} → Diámetro del material tal que el 84% del peso es menor a este [m]

Rh → Radio hidráulico

Tabla 0.16

Valores de n sugeridos para el método de Cowan

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	n_5	1.00
	Apreciable		1.15
	Severo		1.30

Fuente: Chow, 1994

El valor del diámetro del material, que fue utilizado en las ecuaciones empíricas, se determinó a través de un ensayo de granulometría completo de suelos. Debido a la presencia de una fracción importante de finos en las muestras, para la clasificación en rangos de tamaños se emplearon dos métodos: Gradación de suelos usando análisis de tamiz, bajo la norma ASTM D6913 - 04 y Gradación de suelos de grano fino mediante el análisis de sedimentación (Hidrómetro), norma ASTM D7928 – 17. Previo al ensayo de granulometría por hidrómetro, siendo este un dato necesario para el ensayo, se determinó la gravedad específica de las muestras con la norma ASTM D854 – 14.

Para la granulometría de la parte más gruesa del suelo se empleó el procedimiento de tamizaje por lavado. El objetivo del ensayo es separar las partículas en rangos de tamaños, establecer la masa de cada rango y determinar la distribución de estas partículas (Norma ASTM D6913-04, 2009). Como se especificó en el apartado 3.2.2, se tomaron nueve muestras, de cada una se separó 100 gramos de suelo seco y se pasó por los tamices N° 4, 10, 20, 40, 60, 100, 140 y 200 bajo el chorro de agua, la masa retenida en cada tamiz es secada y posteriormente pesada.



Figura 3.24 Tamizaje de las muestras de suelo de la quebrada La Retraída
Elaboración: Propia

La gravedad específica, definida como la relación entre la densidad de un sólido y la densidad del agua destilada a la misma temperatura, se determinó a través del método B de la norma ASTM D854 – 14, este procedimiento se lleva a

cabo con la fracción de muestra que pasa el tamiz N° 4 y que ha sido previamente secada al horno. El ensayo se realizó por duplicado con 100 gramos de suelo seco de cada muestra en un matraz de 500 ml, del que se extrajo el aire utilizando el método de vacío. La determinación de la gravedad específica requiere el conocimiento del peso del matraz con agua, el peso del matraz con agua y suelo y el peso del suelo seco (Ec. 89). La transformación de la gravedad específica calculada, para la temperatura a la que se realizó el ensayo, a la gravedad específica a 20° requiere del coeficiente de temperatura K (anexo 16), obtenido de la división entre el $K_{t.ensayo}$ y K_{20° . La diferencia entre los resultados que presenten los duplicados debe ser menor o igual a 0.01, caso contrario el ensayo debe repetirse.

$$G_T = \frac{W_s}{W_{m,a} - (W_{m,a,s} - W_s)} \quad [89]$$

$$K = K_T / K_{20^\circ} \quad [90]$$

$$G_{20^\circ} = K * G_T \quad [91]$$

Donde

G_T	→	Gravedad específica del suelo a la temperatura de ensayo
W_s	→	Masa del suelo seco
$W_{m,a}$	→	Masa del matraz más agua
$W_{m,a,s}$	→	Masa del matraz más agua y más suelo
K	→	Coficiente de Temperatura
K_T	→	Coficiente de Temperatura de ensayo
K_{20°	→	Coficiente de Temperatura a 20°C
G_{20°	→	Gravedad específica del suelo a 20°C

La curva granulométrica que relaciona el diámetro máximo de partícula con el porcentaje de peso pasante graficada con los datos obtenidos de la

granulometría por tamizaje se completa con los resultados de la granulometría por sedimentación o hidrómetro. Este ensayo busca determinar la distribución de tamaños de partículas del material que pasan el tamiz N° 200, es decir el material fino del que está compuesto el suelo. El procedimiento se basa en la Ley de Stokes, misma que establece una relación entre el diámetro de las partículas y la velocidad de sedimentación en un líquido estacionario de viscosidad y peso específico conocido; la medición de la densidad de la suspensión (que depende de la concentración, peso específico del suelo y cantidad de defloculante) y la determinación de la cantidad de partículas que se encuentran en ella en un instante dado se realiza a través de un hidrómetro, instrumento necesario para este ensayo (Norma ASTM D7928-17, 2017). De cada muestra se tomaron 60 gramos de la fracción que pasa el tamiz N° 10, como se especifica en la norma. Para retrasar el proceso de sedimentación se utiliza un defloculante, en este caso una solución de hexametáfosfato y agua en una composición del 5%. Las lecturas del hidrómetro en suspensión y temperatura son tomadas en los minutos 1, 2, 4, 15, 30, 60, 120, 240 y 1440, los datos registrados junto con la gravedad específica del suelo y las correcciones por menisco, temperatura y defloculante determinan el diámetro de las partículas y el porcentaje pasante.



Figura 3.25 Ensayo de granulometría por hidrómetro de las muestras de suelo
Elaboración: Propia

Los datos de los ensayos de granulometría y gravedad específica fueron procesados por el Laboratorio de Ensayo de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas LEMSUR de la Escuela Politécnica Nacional. Los productos entregados por el laboratorio se encuentran en el anexo 17. La distribución de tamaño de las

partículas del lecho de la quebrada se representó gráficamente a través de la curva granulométrica acumulada, además de un hietograma de distribución, en donde a cada clase o diámetro le corresponde la fracción unitaria de peso de la clase. A partir de la curva granulométrica se determinó el D_{90} , D_{50} y D_{84} , mientras que del hietograma se estableció el tipo de suelo considerando que, partículas menores a 0.004 mm constituyen arcillas, entre 0.004 y 0.062 mm limos, 0.0062 y 2.00 mm arenas y entre 2.00 y 64.00 mm grava (Martín Vide, 2003). Los resultados de D_n y tipo de suelo para las muestras tomadas en la quebrada La Retraída se detallan en la tabla 3.17, mientras que en el anexo 18 se presentan las curvas granulométricas e histogramas de dispersión de cada muestra.

Tabla 0.17

Caracterización del lecho de la quebrada La Retraída

Muestra	D90 [mm]	D84 [mm]	D50 [mm]	Tipo de Suelo
1T	0.35	0.30	0.12	Arena
1F	0.30	0.40	0.08	Arena
2T	0.19	0.14	0.06	Arena
2F	0.60	0.80	0.25	Limo - Arenoso
3T	0.18	0.11	0.04	Limo
3F	0.5	0.43	0.22	Limo - Arenoso
4F	2.00	0.80	0.16	Limo - Arenoso
5T	0.23	0.11	0.07	Limo - Arenoso
5F	0.40	0.29	0.20	Arena

Elaboración: Propia

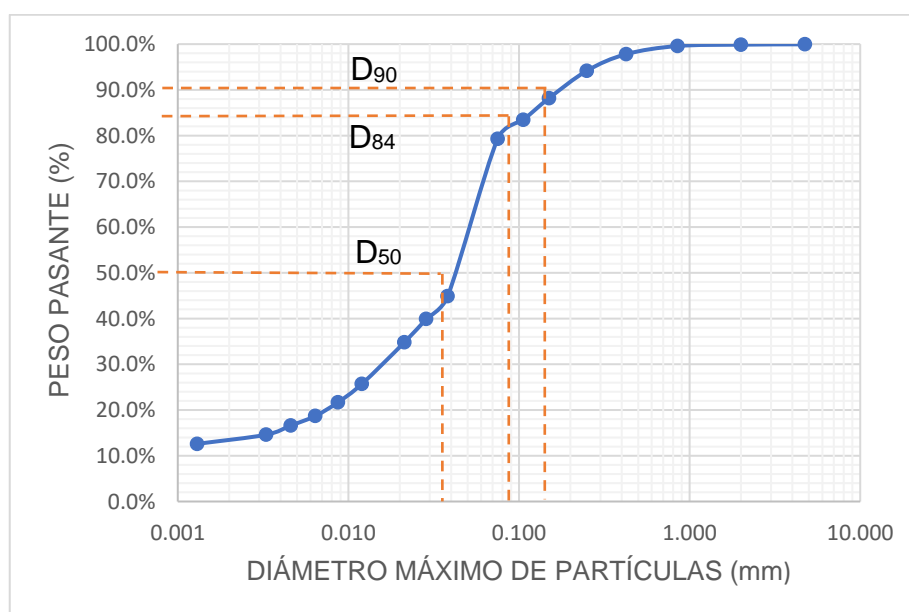


Figura 3.26 Curva granulométrica muestra 3T quebrada La Retraída
Elaboración: Propia

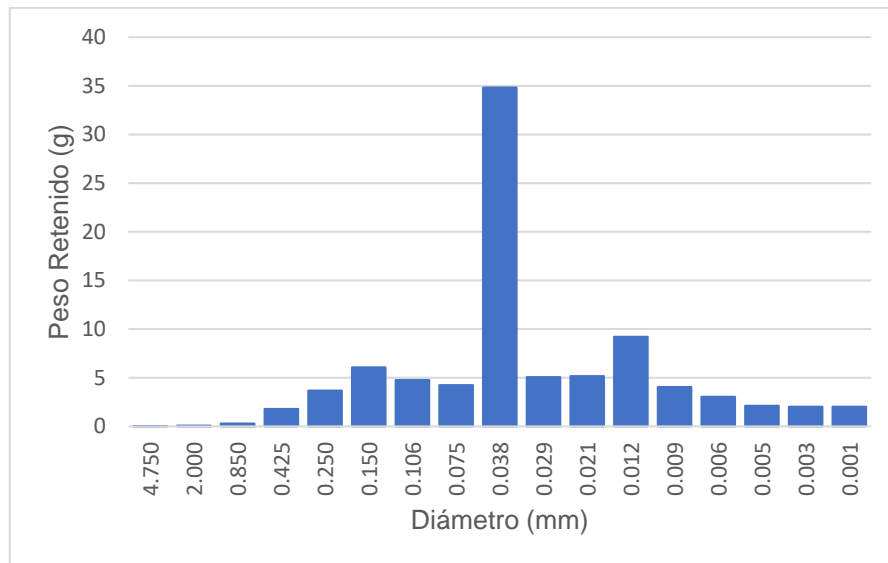


Figura 3.27 Hietograma de distribución muestra 3T quebrada La Retraída
Elaboración: Propia

Con las ecuaciones 79, 80 y 81 se calculó el coeficiente de Manning para un canal recto y uniforme de un material específico, el valor medio de estos tres resultados constituye n_0 . Los coeficientes n_1 , n_2 , n_3 , n_4 y n_5 del método de Cowan se seleccionaron de la tabla 3.16 según las características observadas en la quebrada. A manera de resumen y resultado del coeficiente de rugosidad de Manning se presenta la tabla 3.18.

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
Efecto relativo de las obstrucciones	Frecuentemente alternante	n_3	0.010-0.015
	Insignificante		0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
Vegetación	Severo	n_4	0.040-0.060
	Baja		0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
Grado de los efectos por meandros	Muy Alta	n_5	0.050-0.100
	Menor		1.00
	Apreciable		1.15
	Severo		1.30




Figura 3.28 Selección de coeficientes para la sección 0+60.00
Elaboración: Propia

Tabla 0.18
Coefficiente de rugosidad de Manning resultante

Abscisa	Ec. 79	Ec. 80	Ec. 81	n ₀	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄	m ₅	n
0+60.0	0.0104	0.0104	0.0130	0.0113	0.000	0.005	0.010	0.010	1.000	0.0363
0+100.0	0.0125	0.0116	0.0144	0.0128	0.000	0.005	0.010	0.010	1.000	0.0378
0+1400	0.0122	0.0113	0.0132	0.0122	0.000	0.005	0.010	0.010	1.000	0.0372
0+194.0	0.0116	0.0141	0.0144	0.0134	0.005	0.005	0.010	0.010	1.000	0.0434
0+030.0	0.0120	0.0109	0.0123	0.0117	0.000	0.005	0.010	0.010	1.000	0.0367

Elaboración: Propia

3.5 CALIDAD DEL RECURSO HÍDRICO

Debido a que la principal actividad económica de los usuarios de la Junta de Regantes del Barrio Salazar Gómez es la agricultura y la ganadería, el agua captada de la quebrada La Retraída será destinada a este uso, por tanto, el análisis de la calidad de agua del recurso hídrico a utilizarse constituye un factor primordial. Al realizar una inspección del sitio se observó cultivos de limón, naranja, frutilla, aguacate, maíz, lechuga, cebolla y frejol, mientras que dentro de la actividad pecuaria se desarrolla la crianza de cerdos, ganado vacuno, pollos y peces.

La contaminación ocasiona una alteración de las características físicas, químicas y microbiológicas en la fuente de captación y está directamente relacionado con el nivel de riesgo sanitario de la fuente pudiendo transportar agentes contaminantes y generar enfermedades en humanos, animales además de alterar el normal desarrollo de las actividades agrícolas (Torres, Cruz, & Patiño, 2009). El Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Puembo 2012 – 2025 realizado por el Gobierno Autónomo Descentralizado de la Provincia de Pichincha (GADPP), señala que existe evidencia de contaminación ocasionada por descargas directas del sistema de alcantarillado en varios cuerpos hídricos de la Parroquia Puembo (GADPP, 2012). En la tabla 3.19 se muestra los cuerpos hídricos donde se ha observado problemas de contaminación y los sectores involucrados.

Tabla 0.19*Problemática de contaminación en la Parroquia de Puembo*

Cuerpo Hídrico	Contaminación	Factor	Sector Involucrado
Rio Chiche	Si	Aguas Servidas de los sectores poblados - influencia del botadero del Inga	Sector Chiche - Cooperativas: Ingenieros Químicos y 12 de febrero
Rio Guambi	Si	Aguas Servidas	Barrio Guambi
Quebrada La Rabija	Si	Aguas Servidas	Barrio Chiche
Quebrada La Retraída	Si	Aguas Servidas y Residuales	Barrios: Andalucía y Mangahuantag - Sectores: de la Cruz y de las Quintas de influencia de la Quebrada
Quebrada Chualg	Si	Aguas Servidas	Barrio el Campamento - Sectores de la Cruz y La Gruta
Quebrada Los Alemanes	Si	Aguas Servidas	Barrios: San José - Centro de Puembo - Santa Marta - Santa Ana
Quebrada Tangafú	Si	Aguas Servidas y otros	Barrios: San Luis - La Estancia
Quebrada Los Arrayanes	Si	Aguas Servidas y otros	Club Los Arrayanes

Fuente: GADPP, 2012

Los principales contaminantes de la Quebrada La Retraída son producidos por descargas directas de aguas servidas sobre el afluente, producto de actividades relacionadas con el consumo humano y doméstico, además de aguas residuales de industrias cercanas al cauce. Es posible determinar la calidad de agua mediante comparación de los resultados obtenidos en laboratorio con valores permisibles establecidos por una norma técnica ambiental. En el Ecuador el Ministerio de Ambiente (MAE), a través del Texto Unificado de Legislación Secundaria (TULSMA), establece límites permisibles de ciertos parámetros considerados para uso agrícola y pecuario.

Tabla 0.20*Criterios de calidad admisibles para aguas de uso agrícola*

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico (total)	As	mg/l	0,1
Bario	Ba	mg/l	1,0
Berilio	Be	mg/l	0,1
Boro (total)	B	mg/l	1,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,01
Carbamatos totales	Concentración total de carbamatos	mg/l	0,1
Cianuro (total)	CN ⁻	mg/l	0,2
Cobalto	Co	mg/l	0,05
Cobre	Cu	mg/l	2,0
Cromo hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	0,1
Fluor	F	mg/l	1,0
Hierro	Fe	mg/l	5,0
Litio	Li	mg/l	2,5
Materia flotante	Visible		Ausencia
Manganeso	Mn	mg/l	0,2
Molibdeno	Mo	mg/l	0,01
Mercurio (total)	Hg	mg/l	0,001
Níquel	Ni	mg/l	0,2
Organofosforados (totales)	Concentración de organofosforados totales.	mg/l	0,1
Organoclorados (totales)	Concentración de organoclorados totales.	mg/l	0,2
Plata	Ag	mg/l	0,05
Potencial de hidrógeno	pH		6 – 9
Plomo	Pb	mg/l	0,05
Selenio	Se	mg/l	0,02
Sólidos disueltos totales		mg/l	3000
Transparencia de las aguas medidas con el disco secchi.			mínimo 2,0 m
Vanadio	V	mg/l	0,1
Aceites y grasa	Sustancias solubles en hexano	mg/l	0,3
Coliformes Totales	nmp/100 ml		1000
Huevos de parásitos		Huevo/litro	cero
Zinc	Zn	mg/l	2,0

Fuente: TULSMA, Tabla 6, Libro VI, Anexo 1

Tabla 0.21
Criterios de calidad para aguas de uso pecuario

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico (total)	As	mg/l	0,2
Bario	Ba	mg/l	1,0
Boro (total)	B	mg/l	5,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,05
Calcio	Ca	Mg/l	20,0
Carbamatos totales	Concentración total de carbamatos	mg/l	0,1
Cianuro (total)	CN ⁻	mg/l	0,2
Cobre	Cu	mg/l	0,5
Cromo hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	1,0
Hierro	Fe	mg/l	1,0
Litio	Li	mg/l	5,0
Materia flotante	Visible		Ausencia
Manganeso	Mn	mg/l	0,5
Molibdeno	Mo	mg/l	0,005
Mercurio (total)	Hg	mg/l	0,01
Nitratos + Nitritos	N	mg/l	10,0
Nitritos	N-nitrito	mg/l	1,0
Níquel	Ni	mg/l	0,5
Oxígeno disuelto	O.D.	mg/l	3,0
Organofosforados (totales)	Concentración de organofosforados totales.	mg/l	0,1
Organoclorados (totales)	Concentración de organoclorados totales.	mg/l	0,2
Plata	Ag	mg/l	0,05
Potencial de hidrógeno	pH		6 - 9
Plomo	Pb	mg/l	0,05
Selenio	Se	mg/l	0,01
Sólidos disueltos totales		mg/l	3000
Transparencia de las aguas medidas con el disco secchi.			mínimo 2,0 m
Vanadio	V	mg/l	10,0
Coliformes Fecales	nmp/100 ml		< 1000
Coliformes Totales	nmp/100 ml		promedio mensual < 5000
Zinc	Zn	mg/l	25,0

Fuente: TULSMA, Tabla 8, Libro VI, Anexo 1

Además, el TULSMA establece criterios de restricción para que entidades de control y regulación como la SENAGUA y el MAE, las utilicen como guía y sean los encargados de autorizar o no el uso de agua con fines de riego, en la tabla 3.22 se muestran estos criterios.

Tabla 0.22

Parámetros de los niveles guía de la calidad de agua para riego

Problema Potencial	Unidades	*Grado de Restricción			
		Ninguno	Ligero	Moderado	Severo
Salinidad (1):					
CE (2)	Milimhos/cm	0,7	0,7	3,0	>3,0
SDT (3)	mg/l	450	450	2000	>2000
Infiltración (4):					
RAS = 0 – 3 y CE		0,7	0,7	0,2	< 0,2
RAS = 3 – 6 y CE		1,2	1,2	0,3	< 0,3
RAS = 6 – 12 y CE		1,9	1,9	0,5	< 0,5
RAS = 12 – 20 y CE		2,9	2,9	1,3	<1,3
RAS = 20 – 40 y CE		5,0	5,0	2,9	<2,9
Toxicidad por ion específico (5):					
- Sodio:					
Irrigación superficial RAS (6)		3,0	3,0	9	> 9,0
Aspersión	meq/l	3,0	3,0		
- Cloruros					
Irrigación superficial	meq/l	4,0	4,0	10,0	>10,0
Aspersión	meq/l	3,0	3,0		
- Boro					
	mg/l	0,7	0,7	3,0	> 3,0
Efectos misceláneos (7):					
- Nitrógeno (N-NO ₃)	mg/l	5,0	5,0	30,0	>30,0
- Bicarbonato (HCO ₃)	meq/l	1,5	1,5	8,5	> 8,5
pH	Rango normal		6,5 –8,4		

*Es un grado de limitación, que indica el rango de factibilidad para el uso del agua en riego.

(1) Afecta a la disponibilidad de agua para los cultivos.

(2) Conductividad eléctrica del agua: regadío (1 Milimhos/cm = 1000 micromhos/cm).

(3) Sólidos disueltos totales.

(4) Afecta a la tasa de infiltración del agua en el suelo.

(5) Afecta a la sensibilidad de los cultivos.

(6) RAS, relación de absorción de sodio ajustada.

(7) Afecta a los cultivos susceptibles.

Fuente: TULSMA, Tabla 7, Libro VI, Anexo 1

Para determinar la calidad de agua se tomó una muestra del líquido de la quebrada en el lugar donde se va a implantar la captación. Si bien es cierto que una muestra puntual refleja un resultado en tiempo y espacio limitado, este tipo de

muestreo es muy útil en la determinación de calidad por comparación de límites permisibles. La valoración de la calidad del agua en este proyecto es un estudio complementario, por lo que la toma de una sola muestra de agua es suficiente. Finalmente, es importante mencionar que dicha muestra fue recolectada durante la época seca del año, siendo el escenario más crítico que podría presentarse en la quebrada, ya que la concentración de los parámetros contaminantes es mayor.

El análisis de las características físicas, químicas y microbiológicas del agua lo realizó el Centro de Investigación y Control Ambiental (CICAM – EPN), los resultados de los ensayos se presentan en el anexo 19, estos son comparados con los criterios emitidos por el TULSMA, con el fin de establecer la idoneidad del agua de la quebrada para las actividades realizadas en la zona de estudio.

Tabla 0.23

Comparación de resultados con las normas ambientales para uso agrícola

Parámetros	Unidad	Resultado	Límite máximo permisible Agricultura	Condición	Límite máximo permisible Riego	Condición
Calcio	mg/L	5,0	20,0	Cumple	-	-
Cloruros	mg/L	27,0	-	-	< 10	Severo
Coliformes fecales	NMP/100m L	28,0	< 1000	Cumple	-	-
Conductividad	µS/cm	0,35	-	-	< 3,0	Ninguna
Magnesio	mg/L	< 1,0	-	-	-	-
Manganeso	mg/L	< 0,05	0,2	Cumple	-	-
Materia Flotante	mg/L	Ausencia	Ausencia	Cumple	-	-
Nitratos (NO ₃)	mg/L	12,2	-	-	-	-
Nitritos (NO ₂)	mg/L	1,26	-	-	-	-
Oxígeno disuelto (O ₂)	mg/L	0,7	-	-	-	-
pH	-	7,3	6 - 9	Cumple	6,5 – 8,4	Ninguna
RAS	-	4,28	-	-	< 0,3	Severo
Sodio	mg/L	34,78	-	-	< 9,0	Severo
Solidos Totales Disueltos	mg/L	192	< 3000	Cumple	-	-
Sulfatos (SO ₄)	mg/L	18	400	Cumple	-	-

Elaboración: Propia

Se observa alta concentración de relación de adsorción de sodio (RAS), esto afecta directamente a la capacidad de infiltración del suelo ya que modifica su estructura, las partículas de suelo se dispersan y sellan los poros, lo que obstruye

la libre circulación del líquido al adquirir un aspecto irregular y pierde permeabilidad (FAO, 1982). Por otra parte, la alta concentración de cloruro produce daños en las plantas como: necrosis en las hojas, caída de flores, frutos y hojas, también puede disminuir el crecimiento de la planta, además, ocasiona problemas de corrosión en los materiales del sistema de riego afectando especialmente a tuberías metálicas y de PVC.

En la tabla 3.24 se comparan los resultados con los límites de la norma para uso pecuario donde se observa que los nitratos y nitritos se encuentra fuera de los rangos permisibles, la presencia elevada de estos factores puede ser de alto riesgo ya que son altamente tóxicos, especialmente para aves, peces y cerdos. En lo que se refiere a ganado vacuno los nitratos pueden causar problemas reproductivos, mala asimilación de vitaminas y los nitritos causan anemia, disentería, salivación y abortos espontáneos. (Hernández & Soler, 2005). La cantidad de oxígeno disuelto se encuentra fuera del valor mínimo lo que ocasiona problemas para cierto tipo de fauna acuática.

Tabla 0.24

Comparación de resultados con las normas ambientales para uso pecuario

Parámetros	Unidad	Resultado	Límite máximo permisible pecuario	Condición
Calcio	mg/L	5,0	-	-
Cloruros	mg/L	27,0	-	-
Coliformes fecales	NMP/100mL	28,0	< 1000	Cumple
Conductividad	µS/cm	0,354	-	-
Magnesio	mg/L	< 1,0	-	-
Manganeso	mg/L	< 0,05	0,5	Cumple
Materia Flotante	mg/L	Ausencia	Ausencia	Cumple
Nitratos (NO ₃)	mg/L	12,2	10,0	No cumple
Nitritos (NO ₂)	mg/L	1,26	1,0	No cumple
Oxígeno disuelto (O ₂)	mg/L	0,7	> 3,0	No Cumple
pH	-	7,33	6 – 9	Cumple
RAS	-	4,28	-	-
Sodio	mg/L	34,78	-	-
Solidos Totales Disueltos	mg/L	192	3000	Cumple
Sulfatos (SO ₄)	mg/L	18	-	-

Elaboración: Propia

3.5.1 INDICADORES DE CALIDAD DE AGUA

Con el fin de simplificar la interpretación de resultados obtenidos en laboratorio surgió el índice de calidad de agua (ICA), que consiste en analizar las características físicas, químicas y microbiológicas de la fuente y presentar los resultados de este análisis de una manera clara, sencilla y de fácil comprensión entre técnicos ambientales y población en general. En 1970 el National Sanitation Foundation (NSF), reunió un panel de 142 expertos en gestión de recursos hídricos, quienes determinaron el proceso para la estimación del ICA que consta de tres etapas, la primera es la selección de posibles parámetros que pueden utilizarse como indicadores de calidad, concluyeron que 18 parámetros son adecuados. La segunda etapa comprende la asignación de pesos relativos y valor porcentual dependiendo del parámetro. Finalmente se relaciona los parámetros seleccionados con los valores en peso y valor porcentual para obtener el índice de calidad (SNET, 2005).

Existen varios métodos para estimar este índice, el más utilizado en Ecuador es el propuesto por Bascaran en 1979, ya que permite incluir n variables, previa ponderación de su magnitud por lo que es aplicable a series de datos de cualquier tamaño (Almeida, 2010). El índice se calcula a partir de la ecuación 92 en función de la valoración en peso y valor porcentual asignado a cada parámetro.

$$ICA = \frac{k * \sum (P_i * C_i)}{\sum P_i} \quad [92]$$

Donde

- K → Constante
 P_i → Peso asignado a cada parámetro
 C_i → Valor porcentual asignado a cada parámetro

El valor de la constante k depende del criterio técnico de la persona que realiza la investigación y se considera la siguiente valoración:

k = 1; para aguas claras sin contaminación visible

k = 0.75; para aguas con ligero color, espuma, ligera turbiedad

k = 0.5; para aguas con aparente contaminación y olor fuerte

k = 0.25; para aguas negras con fermentaciones y olores

Las variables o parámetros que se consideran para estimar la calidad de agua son los siguientes y el valor porcentual y de peso asignado a cada uno dependiendo de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio se presentan en la tabla 3.25.

Tabla 0.25

Valores porcentuales asignados a los parámetros propuesto por Martínez de Bascaran

Parámetro	Calcio	Cloruros	Coliformes	C.E.	Magnesio	Nitratos	Valor Porcentual
Unidades	mg/l	mg/l	nmp/100ml	µmhos/cm	mg/l	mg/l	%
	> 1000	> 1500	> 14000	> 16000	> 500	> 100	0
	600	1000	10000	12000	300	50	10
	500	700	7000	8000	250	20	20
	400	500	5000	5000	200	15	30
	300	300	4000	3000	150	10	40
Valor analítico	200	200	3000	2500	100	8	50
	150	150	2000	2000	75	6	60
	100	100	1500	1500	50	4	70
	50	50	1000	1250	25	2	80
	25	25	500	1000	15	1	90
	< 10	0	< 50	< 750	< 10	0	100
Peso	1	1	3	4	1	2	-

Parámetro	Nitritos	O.D.	pH	Sodio	Solidos totales	Sulfatos	Valor Porcentual
Unidades	mg/l	mg/l	-	mg/l	mg/l	mg/l	%
	> 1	0	1/14	> 500	> 20000	> 1500	0
	0.5	1	2/13	300	10000	1000	10
	0.25	2	3/12	250	5000	600	20
	0.2	3	4/11	200	3000	400	30
	0.15	3.5	5/10	150	2000	250	40
Valor analítico	0.1	4	6/9.5	100	1500	150	50
	0.05	5	6.5	75	1000	100	60
	0.025	6	9	50	750	75	70
	0.01	6.5	8.5	25	500	50	80
	0.005	7	8	15	250	25	90
	0	7.5	7	< 10	< 100	0	100
Peso	2	4	1	1	2	2	-

Fuente: Almeida, 2010

Con los valores mostrados en la tabla se asigna a cada parámetro tanto un valor porcentual como peso y se aplica en la ecuación descrita anteriormente, considerando un valor de constante $k = 0.5$.

Tabla 0.26

Porcentaje y Peso para los parámetros de calidad de agua la quebrada La Retraída

Parámetros	Unidad	Resultado	Pi	Ci	Pi*Ci
Calcio	mg/L	5	1	100	100
Cloruros	mg/L	27	1	89	89
Coliformes fecales	NMP/100mL	28	3	100	300
Conductividad	μS/cm	354	4	100	400
Magnesio	mg/L	< 1	1	100	100
Nitratos (NO ₃)	mg/L	12.2	2	35	70
Nitritos (NO ₂)	mg/L	1.26	2	0	0
Oxígeno disuelto (O ₂)	mg/L	0.7	4	6	24
pH	-	7.33	1	96	96
Sodio	mg/L	34.78	1	75	75
Sólidos Totales Disueltos	mg/L	192	2	94	188
Sulfatos (SO ₄)	mg/L	18	2	92	184
Sumatoria			24		1626

Elaboración: Propia

ICA	Consumo humano	Recreación	Pesca y vida acuática	Agricultura e Industria
91 - 100	No requiere purificación	Aceptable para deporte acuático	Aceptable para todo tipo de organismos	No requiere purificación
81 - 90	Requiere ligera purificación			Requiere ligera purificación
71 - 80	Mayor necesidad de tratamiento	Aceptable pero no recomendable	Excepto especies muy sensibles	Sin tratamiento para la industria normal, Dudoso para agricultura
61 - 70				
51 - 60	Dudoso	Dudoso para contacto directo	Dudoso para especies sensibles	Con tratamiento para la mayor parte de industria, no aceptable para agricultura
41 - 50				
31 - 40	Inaceptable	Sin contacto con el agua	Solo organismos resistentes	Uso muy restringido en industria
21 - 30		Contaminación		
10 - 20		Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable
0 - 10				

Figura 3.29: Aptitud del agua para distintos usos en función del ICA

Fuente: Almeida, 2010

$$ICA = \frac{k * \sum(P_i * C_i)}{\sum P_i}$$

$$ICA = \frac{0.5 * 1626}{24}$$

$$ICA = 33.9$$

El valor ICA obtenido y comparado con la aptitud del agua presentado en la figura 3.29 indica una aptitud inaceptable para el consumo humano, en actividades de pesca y fauna acuática solo para organismos resistentes, finalmente para agricultura no es aceptable. Estos resultados guardan similitud con los resultados obtenidos al comparar con la norma ambiental que recomienda no usar esta fuente de agua para fines agrícolas y pecuarios.

CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

4.1.1 ANÁLISIS CLIMÁTICO

El análisis o caracterización climática refleja la variación en tiempo y espacio de los parámetros meteorológicos llegando al conocimiento del comportamiento del clima en el lugar de estudio. Este análisis trasciende debido a su importancia en la planificación de obras. La caracterización de la variabilidad climática se basó en los registros históricos de temperatura, evaporación y humedad relativa de las series analizadas en el capítulo anterior.

4.1.1.1 Temperatura

La temperatura constituye un indicador de la energía calorífica en el ambiente e incide de manera directa en la evaporación siendo un parámetro influyente en el régimen hidrológico (Ríos, 2010). En la evaluación de la temperatura se emplearon datos medios mensuales y se tomó en cuenta el análisis de distribución temporal, espacial y variación altitudinal.

Distribución temporal de la temperatura

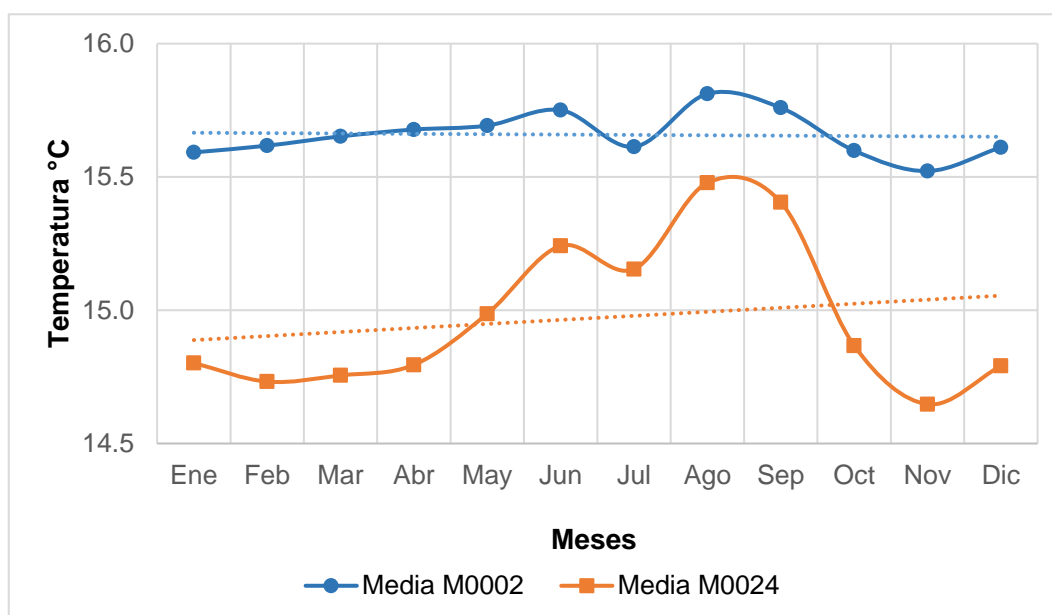


Figura 4.1 Distribución temporal de la Temperatura mensual multianual
Elaboración: Propia

La temperatura media mensual multianual de la estación M0002 varía entre 15.5°C y 15.8°C, mientras que para la estación M0024 entre 14.6°C y 15.5°C. Las dos estaciones presentan un máximo de temperatura en el mes de agosto y un mínimo en el mes de noviembre. La figura 4.1 describe la distribución a través del tiempo de la temperatura de las dos estaciones seleccionadas. Dentro del área de aporte del proyecto no existen estaciones que registren datos meteorológicos, por tanto, los datos de las estaciones seleccionadas no describen exactamente la temperatura de zona, por lo que para estimar la temperatura media de la cuenca de estudio se realiza una análisis de variación altitudinal.

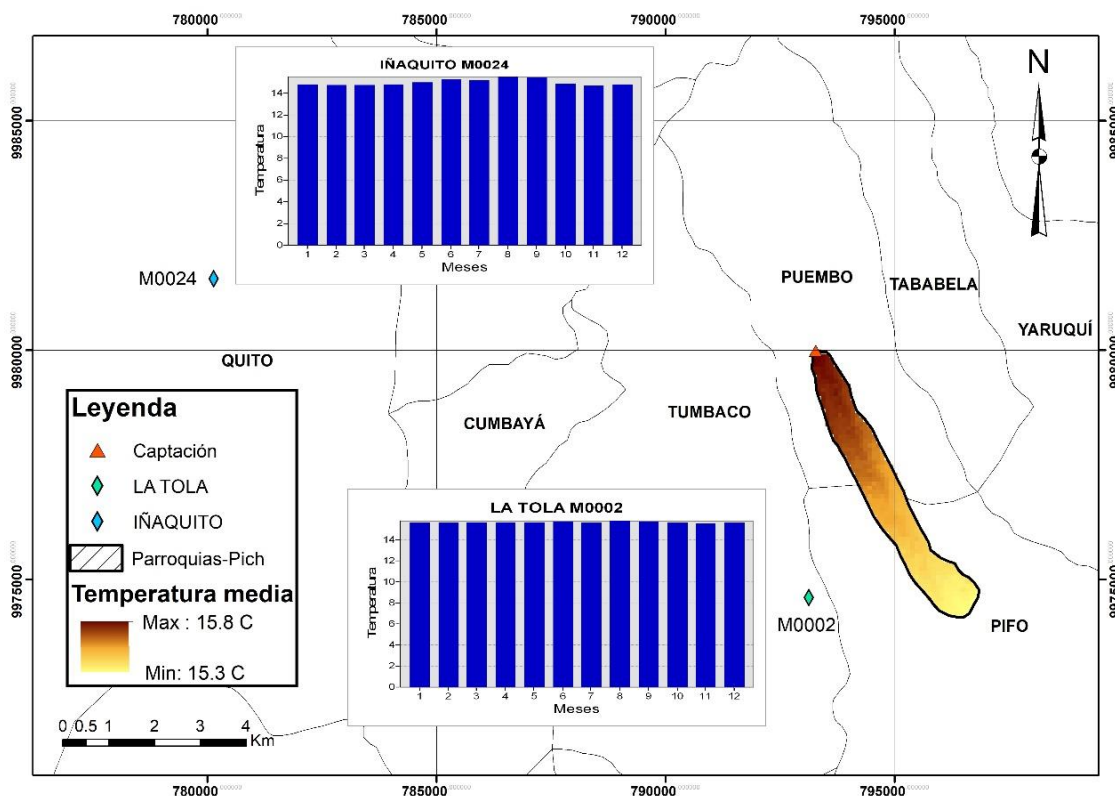


Figura 4.2 Caracterización de la Temperatura
Elaboración: Propia

Variación altitudinal de la temperatura

El análisis de la variación altitudinal comprende la comparación entre la temperatura media anual y la altitud de cada estación, teniendo como resultado la figura 4.3, de este gráfico se obtiene una ecuación, con la que se determina la temperatura media a través de la cota media ponderada de la cuenca. En la tabla

4.1 se presentan los datos utilizados para generar el gráfico de variación altitudinal y el resultado de temperatura media de la cuenca con la cota ponderada.

Tabla 0.1

Temperatura media de la cuenca

Estación	Tm	Elevación
M0002	15.66	2480
M0024	14.97	2789
Temperatura media cuenca		
Cota Ponderada	2521.39	m.s.n.m
Temperatura Media	15.6	°C

Elaboración: Propia

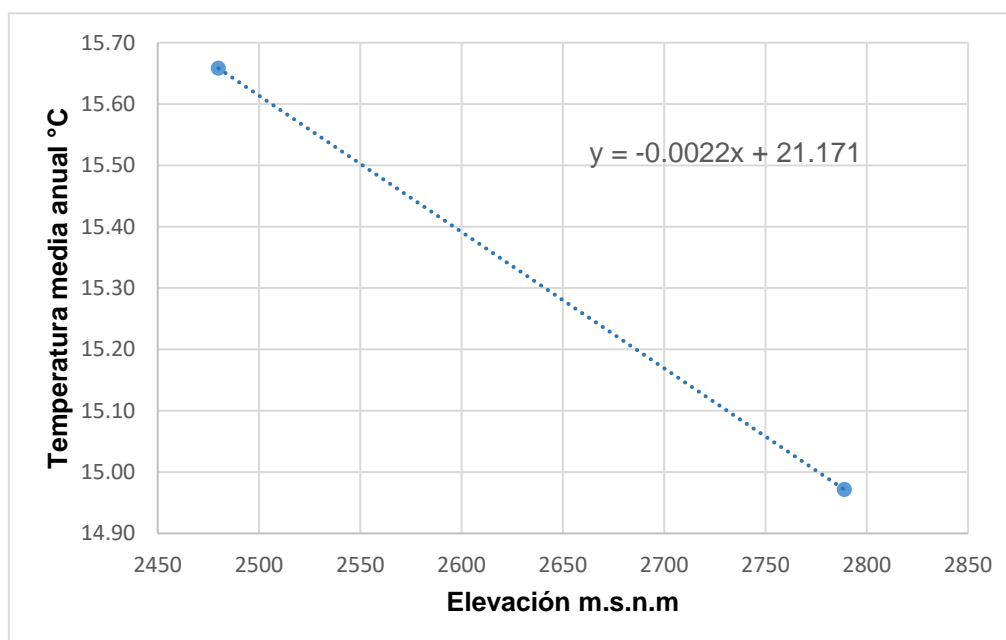


Figura 4.3 Variación altitudinal de la temperatura
Elaboración: Propia

Distribución espacial de la temperatura

Al tener una clara relación entre temperatura y altitud, mediante la ecuación generada y con un modelo digital de terreno se puede obtener las isotermas de la zona, obteniendo una distribución espacial de la temperatura. En $y = -0.0022x + 21.171$, x corresponde a la elevación del modelo digital de terreno, mientras que y será la temperatura obtenida dentro de la superficie.

La figura 4.4 muestra la distribución espacial de la temperatura dentro de la zona de aporte del punto de captación. La temperatura de la cuenca oscila entre 15.3°C y 15.8°C, teniendo una diferencia de 0.5°C entre la zona más y menos cálida, por tanto, la temperatura dentro de la cuenca es muy homogénea.

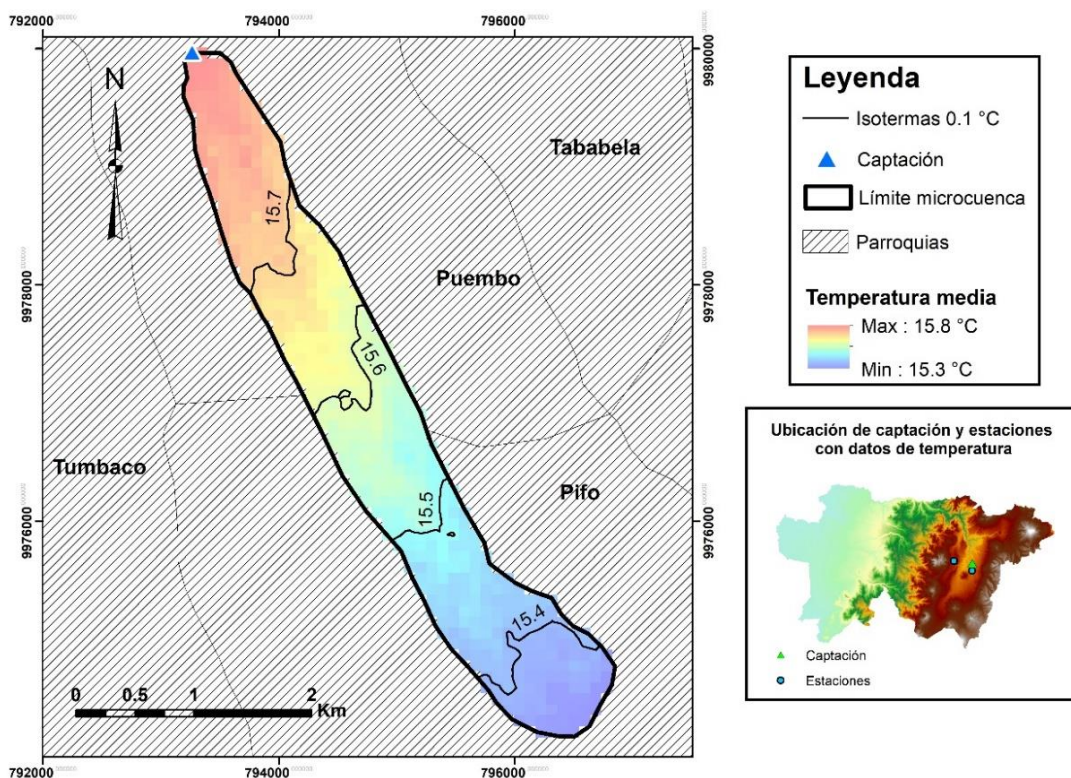


Figura 4.4 Distribución espacial de la temperatura (Isotermas)
Elaboración: Propia

4.1.1.2 Evaporación

La evaporación se define como la transferencia de vapor de agua a la atmósfera desde la superficie terrestre a una temperatura inferior a la del punto de ebullición (INAMHI, 2012). Dentro del Ecuador los valores máximos de evaporación se producen en el periodo seco; en la época lluviosa se presentan valores mínimos de evaporación e incrementos de valor de la humedad relativa (Ríos, 2010).

En el gráfico 4.5 se puede observar que la evaporación media multianual para la estación M0002 correspondiente a La Tola varía entre 105.52 mm y 188.33 mm, y la estación de Iñaquito M0024 oscila entre 96.06 mm y 148.61 mm. El mayor valor de evaporación para las dos estaciones se registra en el mes de agosto, y los mínimos en el mes de abril y noviembre. Haciendo un contraste con datos

temperatura de las mismas estaciones, se puede comprobar que el mes con mayor temperatura presenta el mayor valor de evaporación.

La evaporación al ser correspondiente con la temperatura está relacionada con la altura. A través de un gráfico de evaporación total anual vs. elevación (figura 4.6) y la elevación ponderada media de la cuenca se obtiene la evaporación total anual representativa del área de aporte.

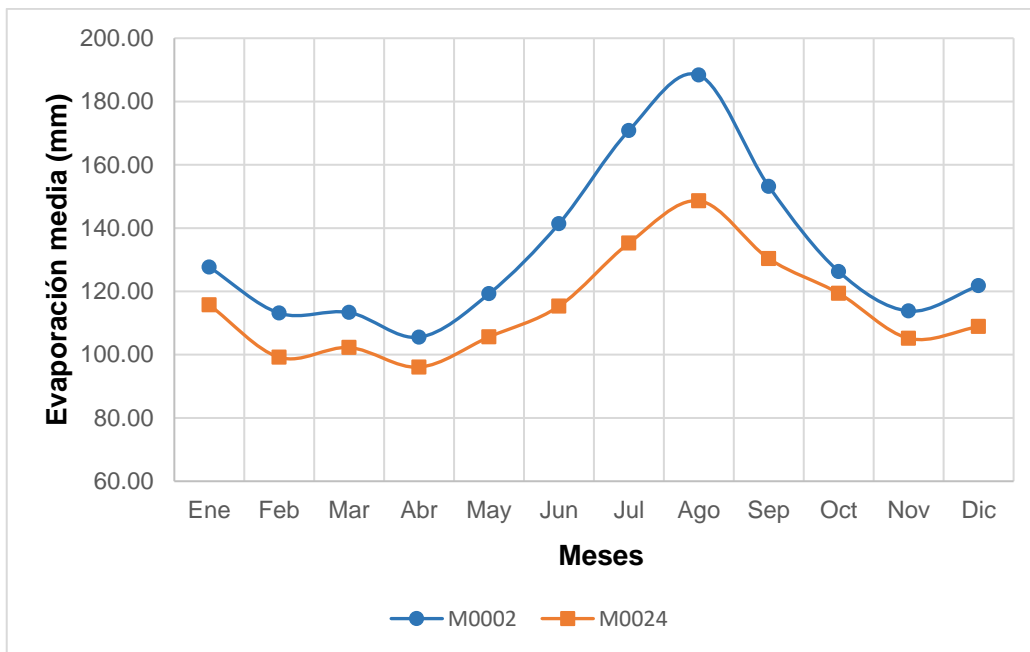


Figura 4.5 Distribución temporal de la evaporación
Elaboración: Propia

Tabla 0.2
Evaporación total anual media de la cuenca

Estación	Eva. Total	Elevación
M0002	1594.44	2480
M0024	1381.71	2789
Evaporación total anual		
Cota Ponderada	2521.39	m.s.n.m
Evaporación Media	1566.07	mm

Elaboración: Propia

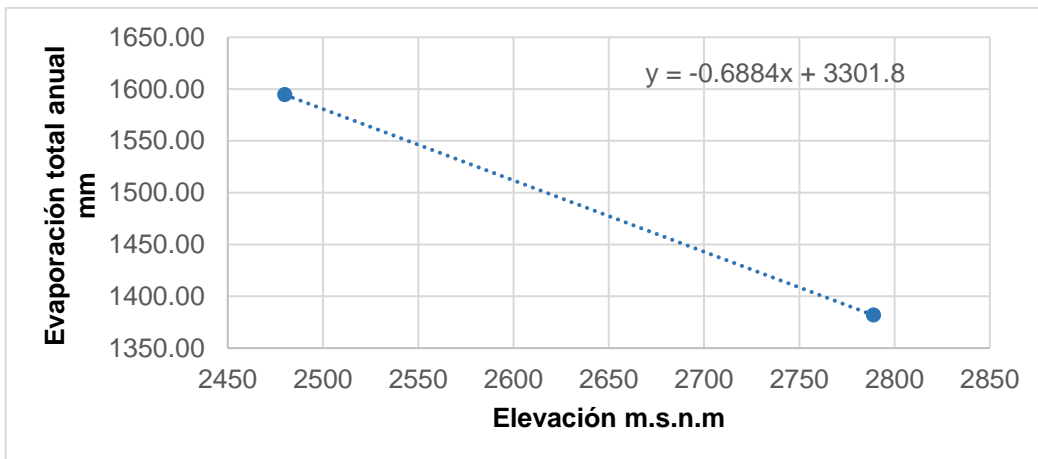


Figura 4.6 Variación altitudinal de la evaporación
Elaboración: Propia

4.1.1.3 Humedad relativa

La humedad relativa es un parámetro que se mide a través del porcentaje de saturación de la atmósfera (INAMHI, 2012). Como se analizó en el apartado de caracterización de la evaporación, la humedad relativa incrementa su valor en épocas lluviosa y en periodos secos se tiene picos bajos. El enunciado anterior es la característica de las estaciones seleccionadas (figura 4.7) donde el valor mínimo de humedad relativa se encuentra en el mes de agosto con valores de 66% para la estación M0002 y 62% para la M0024. Existen dos picos de máxima humedad en los meses de abril y noviembre que coinciden con los meses de precipitación y toman valores de 79 y 77% para M0002 y 77 y 74% para M0024. El valor de humedad relativa media representativa de la cuenca se determinó a través de la variación altitudinal (figura 4.8), obteniendo un valor de 73.9%.

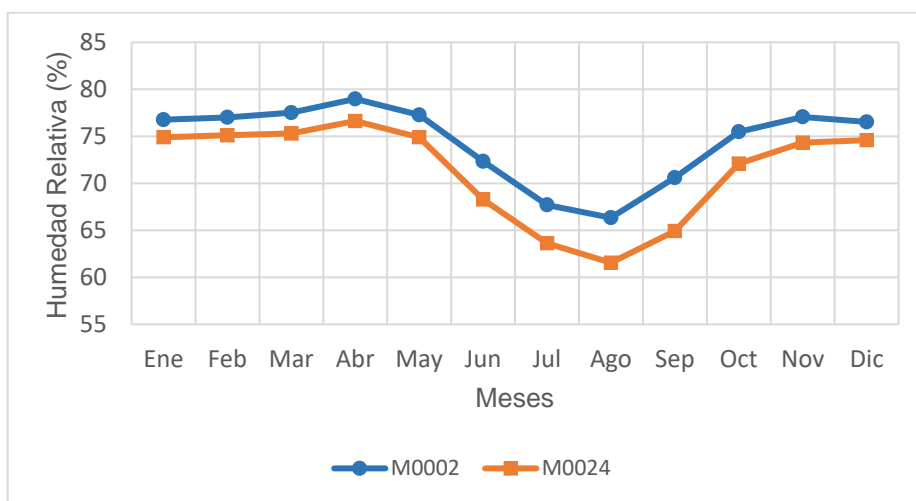


Figura 4.7 Distribución temporal de la humedad relativa
Elaboración: Propia

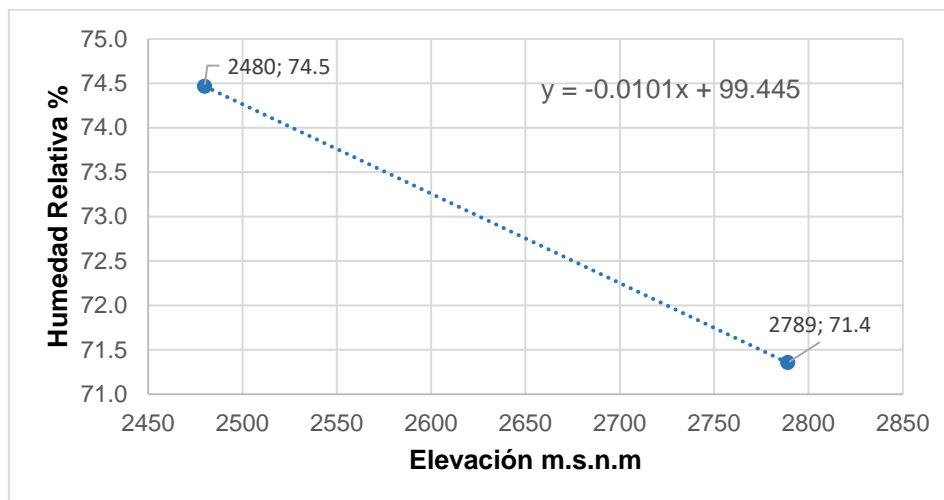


Figura 4.8 Variación altitudinal de la humedad relativa
Elaboración: Propia

4.1.2 ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES

Dentro de la caracterización climática de una cuenca, se encuentra el análisis de precipitaciones, este pretende identificar la tendencia pluviométrica que tiene una zona y determinar si las series son estacionales y estacionarias. El estudio de precipitación de la cuenca de este trabajo de titulación partió del análisis de cuatro estaciones meteorológicas con serie de datos entre los años de 1980 – 2015 e incluyó el análisis de distribución temporal y variación espacio – temporal.

4.1.2.1 Distribución Temporal de la precipitación

La distribución temporal de la precipitación, en las cuatro estaciones analizadas, muestra una clara presencia de masas de humedad occidentales y orientales produciendo un régimen mixto o bimodal, con dos periodos de precipitación marcados en los meses de marzo - abril y octubre – noviembre. La precipitación total mensual registrada varía entre 7.3 mm y 169.5 mm, en donde la estación M0024 (Iñaquito) presenta los mayores valores de precipitación, mientras que en Calderón (M0345) se encuentran los más bajos.

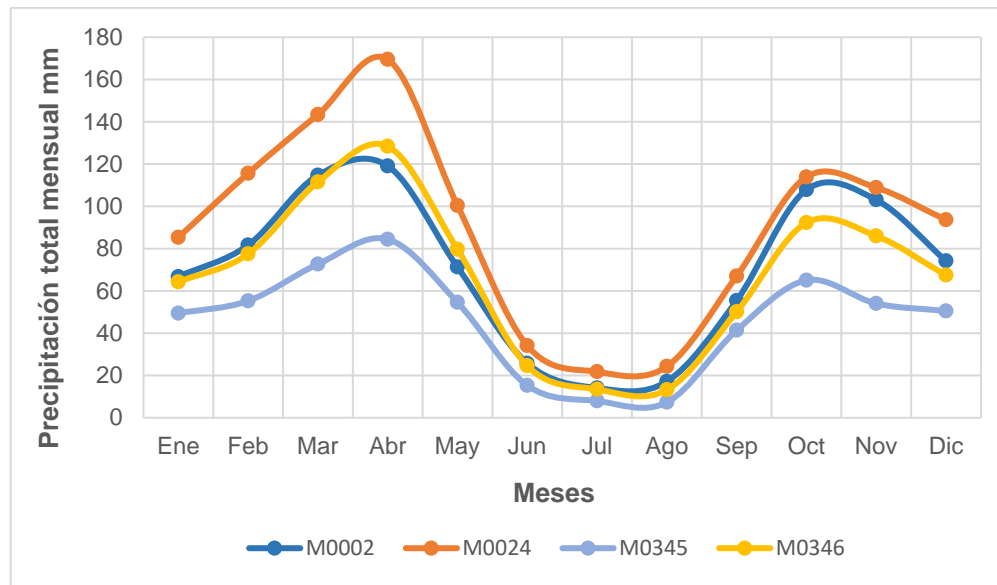


Figura 4.9 Distribución temporal de la precipitación
Elaboración: Propia

4.1.2.2 Variación Temporal

Estacionalidad

La variación periódica y predecible (estacionalidad) se cuantificó a través del coeficiente de variación estacional e interanual (ecuación 93) y la relación entre ambos. Los resultados de **CVs** y **CVi** se presentan en la tabla 4.3 y en la figura 4.10, las estaciones presentan un coeficiente de variación estacional entre 0.51 y 0.55, al tener valores elevados de variación se puede comprender que existe una estacionalidad marcada. Los coeficientes de variación interanual rondan entre 0.19 y 0.28 mostrando una baja variabilidad de año a año. El coeficiente de variación estacional excede en dos veces al coeficiente interanual en todas las estaciones, definiendo una distribución no uniforme de la precipitación.

$$Cv = \frac{\sigma_P}{P_m} \quad [93]$$

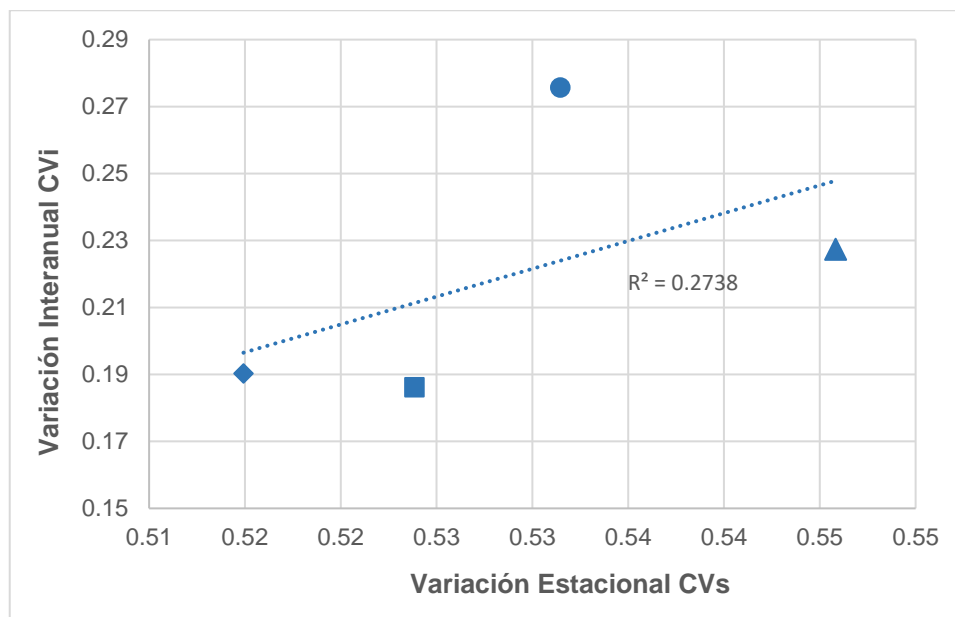
Donde

- C_v → Coeficiente de variación
- σ_P → Desviación estándar
- P_m → Precipitación media mensual multianual

Tabla 0.3*Resultados de estacionalidad para las estaciones de estudio*

Estación	Simbología	CVi	CVs	CVs / CVi
M0002	■	0.19	0.52	2.81
M0024	◆	0.19	0.51	2.71
M0345	●	0.28	0.53	1.93
M0346	▲	0.23	0.55	2.40

Elaboración: Propia

**Figura 4.10** Coeficientes de variación estacional

Elaboración: Propia

Estacionariedad

La estacionariedad es una cualidad de los datos que muestra una situación constante durante un cierto tiempo, por tanto, tiene variaciones predecibles en dicho periodo. Para considerar estacionaria a una serie de datos el incremento o disminución de la pendiente tiene que ser significativa, el índice de la ecuación 94 mide el porcentaje de aumento o descenso. En la tabla 4.4 se indica el porcentaje de cambio de la precipitación y si la estación se considera estacionaria o no. De las estaciones seleccionadas, dos no son estacionarias debido a su ubicación dentro de una zona urbana.

$$I \% = \frac{b}{Pm} \quad [94]$$

Donde

- $I \%$ → Índice para la medida de tendencia
- b → Pendiente de la línea de tendencia lineal
- P_m → Precipitación media mensual multianual

Tabla 0.4

Resultados de estacionariedad para las estaciones de estudio

Estación	B	Pm	I %	Estacionaria
M0002	0.2514	70.91	0.35	Si
M0024	0.0107	89.81	0.01	No
M0345	0.0894	46.48	0.19	No
M0346	0.3732	67.36	0.55	Si

Elaboración: Propia

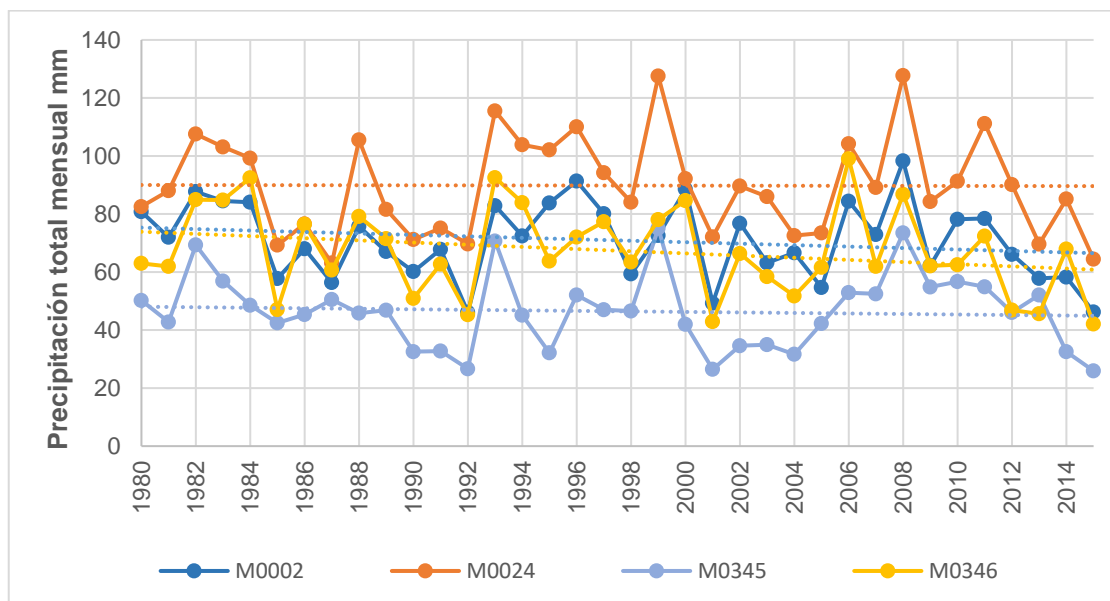


Figura 4.11 Variación multianual de la precipitación
Elaboración: Propia

4.1.2.3 Variación estacional

Variación altitudinal de la precipitación

El coeficiente de correlación R resultado de la línea de tendencia de la figura 4.12 tiene un valor de 0.403, sugiriendo la inexistencia de relación entre la precipitación y la elevación de las estaciones estudiadas. Una variabilidad espacial de la precipitación marcada define una relación baja entre precipitación y altitud, sin

embargo, la cuenca de estudio al ser de pequeña presenta precipitación homogénea; no ajustándose al estudio de variación altitudinal debido a la lejanía entre estaciones disponibles con datos.

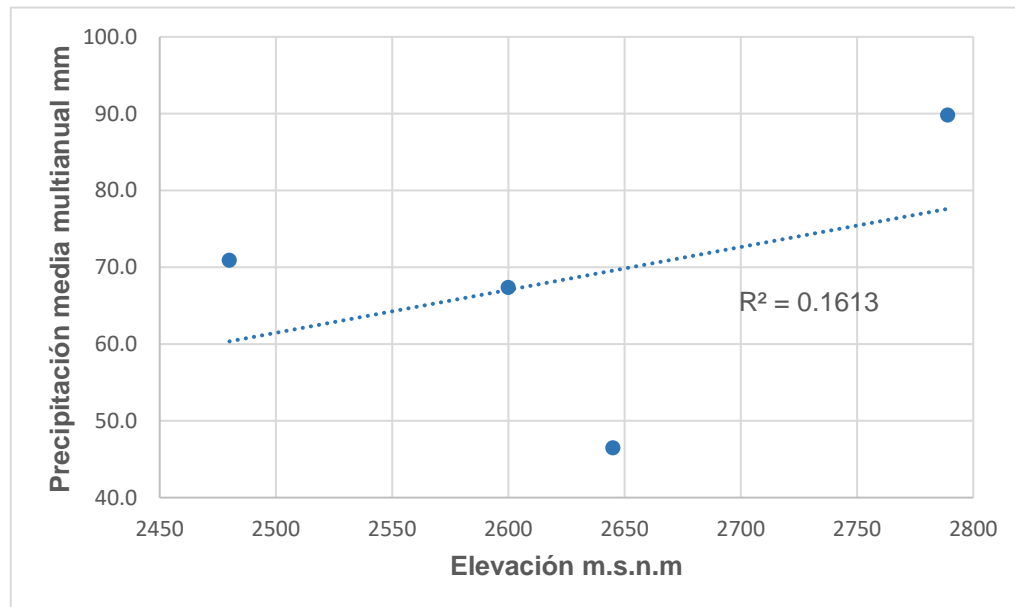
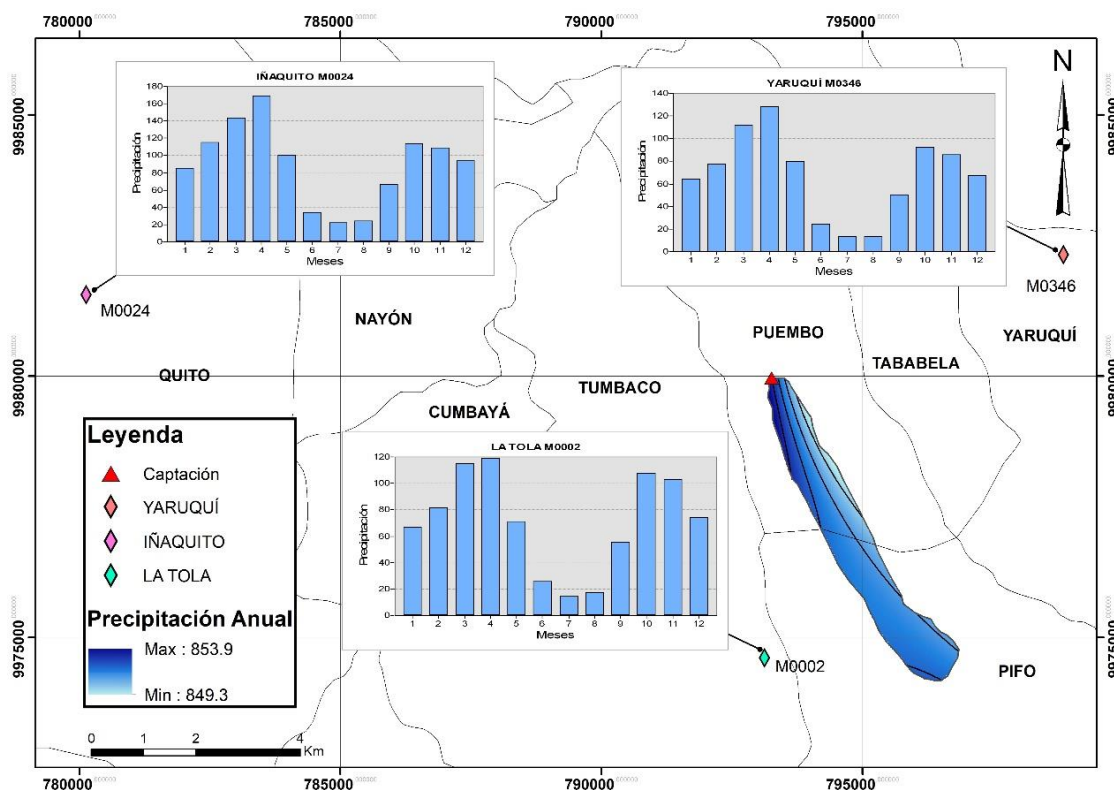


Figura 4.12 Variación altitudinal de la precipitación
Elaboración: Propia

Distribución espacial de la precipitación

Considerando que la estación “Calderón” M0345 es no estacionaria, la relación precipitación – altura de esta se aleja de la tendencia, y como antecedente se tiene una serie de datos excesivamente corregida por falta de homogeneidad, se decide no utilizar esta estación para el análisis de distribución espacial.

El comportamiento pluviométrico de una cuenca se puede definir a través de la distribución espacial de la precipitación. El mapa de isoyetas (figura 4.14) se generó con datos de precipitación anual de tres estaciones (M0002, M0024, M0346) a través de la interpolación ponderada por distancia IDW, con la ayuda del software ArcGIS, este método consiste en interpolar un plano tipo ráster a través del promedio lineal de una agrupación de puntos de entrada (ESRI, 2001). Como se mencionó anteriormente y se puede observar en la figura 4.14 la precipitación es homogénea existiendo una diferencia de 4.6 mm total anual entre la zona de mayor y menor precipitación.



Una vez determinadas las curvas que presentan la misma cantidad de lluvia en un pedido de tiempo específico se puede determinar la precipitación media de la cuenca. En el presente estudio se utilizó el método de isoyetas (ecuación 95). Obteniendo una precipitación de 851.4 mm anuales.

$$\bar{P} = \frac{P_j + P_{j+1}}{2} * \frac{A_{j,j+1}}{A_T} \quad [95]$$

Donde

- \bar{P} → Índice para la medida de tendencia
- P_j → Precipitación en la isoyeta
- A_j → Área entre isoyetas
- A_T → Área total de la cuenca

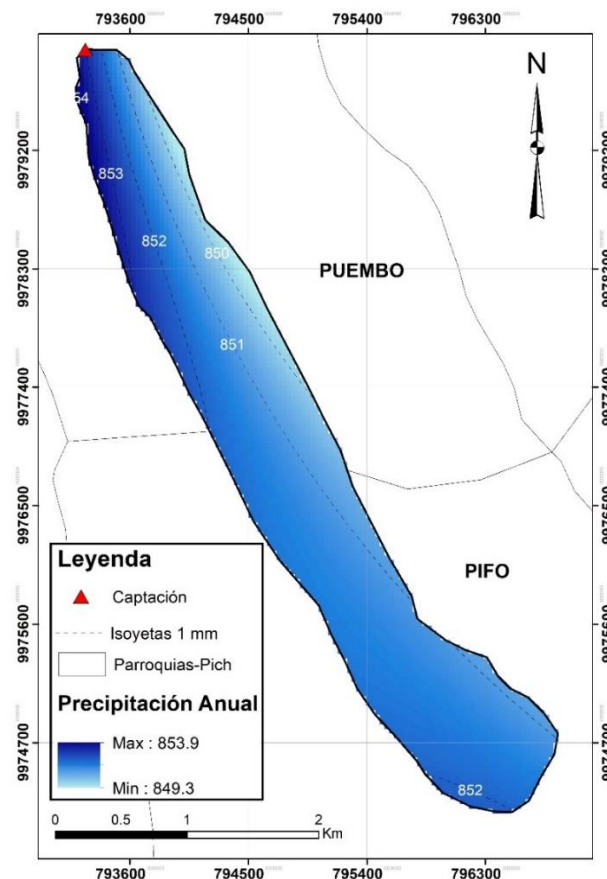


Figura 4.14 Distribución espacial de la precipitación - Isoyetas
Elaboración: Propia

Tabla 0.5

Precipitación media de la cuenca método de isoyetas

P_j	P_{j+1}	Área	$(P_j+P_{j+1}) / 2$	$A*(P_j+P_{j+1}) / 2$
849	850	0.217	849.5	183.92
850	851	0.985	850.5	837.91
851	852	3.017	851.5	2569.23
852	853	0.539	852.5	459.41
853	854	0.176	853.5	149.87
SUMA		4.934		4200.35

$$\bar{P} = \frac{4200.35}{4.934} = 851.4 \text{ mm}$$

4.1.3 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE CRECIDA Y ESTIAJE

4.1.3.1 Determinación del caudal de crecida con el método racional

Considerando que la cobertura vegetal de la cuenca no es homogénea se obtiene el coeficiente de escorrentía promedio ponderado mediante la ecuación 89,

siguiendo los parámetros sugeridos por Chow para la determinación de este coeficiente (figura 2.3). En la tabla 4.6 se presentan los resultados obtenidos de **C** para los diferentes periodos de retorno.

$$C_p = \frac{\sum C_i * A_i}{A} \quad [96]$$

Tabla 0.6

Coeficiente de escorrentía de la cuenca para un periodo de retorno dado

Tipo de Superficie	Área	C2	C5	C10	C25	C50	C100
Concreto / Techo	0.80	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97
Cultivo [0 - 2 %]	1.05	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47
Cultivo [2 - 7 %]	2.45	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51
Cultivo [> 7 %]	0.07	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54
Pastizal [0 - 2 %]	0.17	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41
Pastizal [2 - 7 %]	0.39	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Pastizal [> 7 %]	0.00	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53
Total	4.93	0.40	0.44	0.46	0.50	0.54	0.57

Elaboración: Propia

La intensidad de precipitación, como se especifica en el apartado de Estudio Hidrológico – Determinación de caudales de crecida, se obtuvo a través de una ecuación IDF en función de la precipitación máxima en 24 horas de la zona 1 de intensidad homogénea propuesta por el INAMHI en la “Actualización del estudio de lluvias intensas”. En la figura 4.15, correspondiente al mapa N° 72 del estudio antes mencionado, se encuentra marcada la zona correspondiente al proyecto.

Tabla 0.7

Ecuaciones para intensidad de precipitación zona 1

Zona	Código	Nombre	Duración	Ecuación
1	M0002	La Tola	5 min < t < 24.10 min	$i = 78.451 * Id_{TR} * t^{-0.239}$
			24.10 min < t < 1440 min	$i = 567.92 * Id_{TR} * t^{-0.861}$

Elaboración: Propia

Donde

i → Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h]

Id_{TR} → Intensidad diaria para un periodo de retorno [mm/h]
 t → Duración de la precipitación [min]

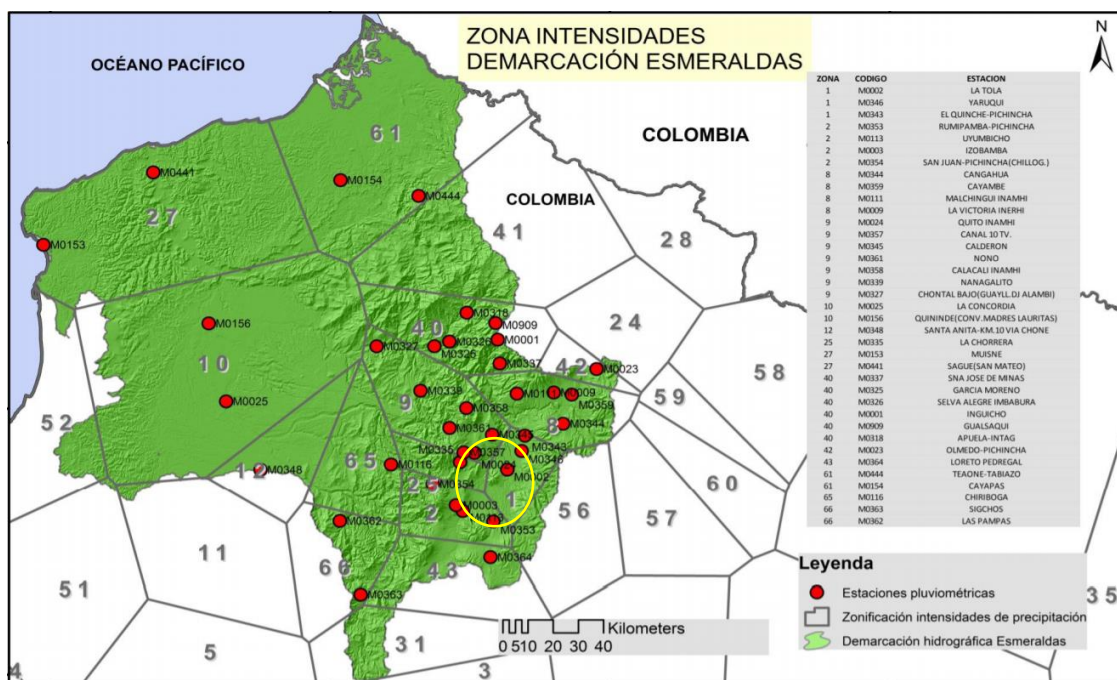


Figura 4.15 Zona de intensidad para la ubicación de la captación
 Fuente: INAMHI, 2015/2019

Las ecuaciones de la tabla 4.7 son las utilizadas para obtener la intensidad de precipitación, siendo necesario determinar previamente la intensidad máxima diaria y la duración de la lluvia. A partir de la precipitación máxima en 24 horas obtenidas de pluviómetros a nivel nacional, el INAMHI genera mapas de isolíneas y tablas de intensidades máximas para varios periodos de retorno. La tabla 4.8 muestra los valores de Id_{TR} para los periodos de retorno correspondientes a 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años obtenidos de los mapas 57, 58, 59, 60, 61 y 62 del estudio de lluvias intensas.

Finalmente se necesita calcular la duración del evento de precipitación que equivale al tiempo de concentración de la cuenca. De las ecuaciones empíricas presentes en el anexo 1 como parte de la descripción teórica, se seleccionaron tres, mismas que se asemejan a las características de ruralidad y de pequeño tamaño de la cuenca de estudio. La tabla 4.9 refiere el tiempo de concentración de las ecuaciones utilizadas, así como el coeficiente de variación entre ellas.

Tabla 0.8*Intensidad diaria de la cuenca para un periodo de retorno dado*

TR [años]	IdTR [mm/h]
2	1.3
5	1.7
10	2.0
25	2.1
50	2.4
100	2.7

Elaboración: Propia

Tabla 0.9*Tiempo de concentración para la cuenca de estudio*

Ecuación	Tc [min]
Clark	152.76
George Rivero	104.24
Témez	136.43
Tc medio	131.14
Σ	20.16
C.V	0.15

Elaboración: Propia

Considerando que el tiempo de concentración de cuenca, correspondiente a Tc medio se encuentra entre 24.10 min < t < 1440 min se utiliza la segunda ecuación de la tabla 4.7 (Ec. 97) para la obtención de la intensidad de precipitación. En la tabla 4.10 se muestran los resultados de intensidad, coeficiente de escorrentía y caudal pico para los diferentes periodos de retorno, un área de 4.93 km² y un tiempo de concentración de 131.14 minutos.

$$i = 567.92 * Id_{TR} * t^{-0.861} \quad [97]$$

Tabla 0.10*Caudales de crecida de la cuenca para diferentes periodos de retorno*

TR [años]	i [mm/h]	C	Q [m ³ /s]
2	11.1	0.40	6.10
5	14.5	0.44	8.64
10	17.1	0.46	10.79
25	17.9	0.50	12.23
50	20.5	0.54	15.00
100	23.0	0.57	18.02

Elaboración: Propia

4.1.3.2 Determinación del caudal mínimo

Debido a la inexistencia de estaciones hidrológicas que proporcionen datos de caudal de la zona de estudio, se obtuvo una serie multianual de caudales simulados a través del modelo de precipitación - escorrentía de Témez y un caudal base de tránsito correspondiente a la descarga de aguas servidas en la quebrada La Retraída con el objetivo de determinar la curva de duración general y posteriormente el caudal mínimo.

Descarga de aguas servidas

La quebrada la Retraída al encontrarse ubicada dentro de dos parroquias Pifo y Puembo, recibe descargas de aguas servidas producidas por consumo doméstico, instituciones educativas y fábricas. En los planes de ordenamiento territorial de cada parroquia se menciona que la descarga se da a través del sistema de alcantarillado público y en algunos casos directamente de domicilios y fabricas ubicadas en el área de influencia de la quebrada (GADPP, 2015), lo que produce un tránsito de caudal constante. Al no tener el dato oficial sobre el caudal descargado se realiza una estimación de este según las especificaciones dadas por la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento de Quito (EPMAPS, 2009) donde menciona que el caudal medio de aguas servidas Q_m se obtiene de la suma de varios caudales producidos por uso doméstico Q_d , uso industrial Q_{ind} , instituciones educativas Q_{in} y conexiones ilícitas Q_i , como se muestra en la ecuación 98.

$$Q_{md} = Q_d + Q_{ind} + Q_{in} + Q_i \quad [98]$$

El caudal producido por uso doméstico se puede estimar con la siguiente ecuación 99.

$$Q_d = P * \frac{D * K}{86400} * M \quad [99]$$

Donde

- | | | |
|---|---|--|
| P | → | número de habitantes año actual |
| D | → | Dotación de agua potables asignada en l/hab*día |
| K | → | Coeficiente de retorno de aguas servidas K=0.7 (EPMAPS) |
| M | → | Coeficiente de mayoración, si 1.5 l/s < Qd < 4 l/s → M = 4.0 |

Si el caudal medio de aguas domesticas es mayor que 4 l/s, el coeficiente de mayoración se calcula con la expresión:

$$M = \frac{2.228}{Qd^{0.073325}} \quad [100]$$

Según el Instituto Nacional de Estadística y Censos en el año 2010 la parroquia de Pifo tiene una población total de 16645 habitantes, de los cuales 4402 se encuentran dentro del área considerada urbana y 12243 en comunidades y barrios aislados, además menciona que la tasa de crecimiento anual corresponde al 2.63%. Con respecto a la parroquia de Puenbo, para el mismo año de censo se registra 13593 habitantes y una tasa de crecimiento anual de 2.4%. Por otra parte, en el Plan de Ordenamiento Territorial de la Parroquia Pifo del año 2015 se menciona que la superficie total es de 255 km², y el 75% de la población tiene acceso a un sistema de alcantarillado público sin tratamiento previo, el porcentaje restante realiza descargas directas hacia los efluentes cercanos. Las descargas tanto públicas como ilegales en el sector nororiental de Pifo se realizan hacia la quebrada Chantag y son conducidas hacia el río Guambi, el sector noroccidental hacia la Quebrada Alemanes, sur oriental hacia el rio Chiche y centro occidental hacia la quebrada La Retraída. Para la parroquia de Puenbo la cobertura de alcantarillado es del 30% del total de la parroquia, teniendo como principales puntos de descarga directa sin tratamiento previo las quebradas Tangafú, Alemanes y La Retraída. Conociendo estos antecedentes en las tablas 4.11 y 4.12 se resumen la proyección de población al año 2020 de las parroquias estimadas de un análisis de crecimiento geométrico con la ecuación 94 y el área de influencia sobre la quebrada.

$$Pf = Pi * (1 + i)^n \quad [101]$$

Donde

Pf	→	número de habitantes estimado
Pi	→	número de habitantes para el año inicial (2010)
i	→	tasa de crecimiento %
n	→	años de estudio

Tabla 0.11*Proyección poblacional y área de influencia de la parroquia de Pifo*

Denominación	Símbolo	Unidad	Zona urbana	Zona rural	Total
# de habitantes (2010)	Pi	hab	4402	12243	16645
Tasa de crecimiento	i	%	2.63	2.63	
# de habitantes (2020)	Pf	hab	5707	15872	21579
Superficie de asentamiento poblacional	S	km ²	3.57	1.76	
Densidad poblacional	d	hab/km ²	1599	90	
Área de influencia de la quebrada	A	km ²	0.8	1.76	
Población de diseño	P	hab	1279	159	1438

Elaboración: Propia

Tabla 0.12*Proyección poblacional y área de influencia de la parroquia de Puembo*

Denominación	Símbolo	Unidad	Puembo
# de habitantes (2010)	Pi	hab	13593
Tasa de crecimiento	i	%	2.40
Años de estudio	n	años	10
# de habitantes (2020)	Pf	hab	17231
Superficie de asentamiento de la población	S	km ²	31.77
Densidad poblacional	d	hab/km ²	542
Área de influencia de la quebrada	A	km ²	2.37
Población de diseño	P	hab	1285

Elaboración: Propia

El 90% de la parroquia de Pifo cuenta con agua potable ya sea suministrada por la EPMAPS o por Juntas Administradoras de Agua locales, con una dotación de 210 l/hab*día (GADPP, 2015). En la parroquia de Puembo el servicio de agua potable lo cubre en su totalidad la red pública, teniendo un alcance del 90 %, con una dotación de 170 l/hab*día al ser una parroquia netamente rural (EPMAPS, 2009). Por tanto, el caudal de aguas servidas por uso doméstico en las dos parroquias y que es descargado directamente a la quebrada es igual a **16.9 l/s**.

$$Q_{pifo} = 1438 * \frac{210 * 0.7}{86400}$$

$$Q_{pifo} = 2.45 \frac{l}{s}$$

$$Q_{pifo} = 2.45 \frac{l}{s} * M$$

$$Q_{pifo} = 9.8 \frac{l}{s}$$

$$Q_{puembo} = 1285 * \frac{170 * 0.7}{86400} * M$$

$$Q_{puembo} = 1.77 \frac{l}{s}$$

$$Q_{puembo} = 1.77 \frac{l}{s} * 4.0$$

$$Q_{puembo} = 7.1 \frac{l}{s}$$

Dentro de la parroquia de Pifo se concentra actividad industrial de todo tipo como: bodegas, procesadoras y embazadoras de alimentos, producción de cementos y cerámicas, fabricación de zapatas, lubricadoras, entre otras. A su vez en Puembo se tiene la presencia de industria agrícola y florícola, en la tabla 4.13 se especifica las empresas y su actividad productiva. Estas industrias realizan la descarga de aguas residuales ya sea a través de la red pública de alcantarillado o de manera directa sin tratamiento previo. Se ha estimado que la superficie ocupada por las industrias es de 40 hectáreas en las dos parroquias. En la figura 4.16 se observa la ubicación de las empresas dentro de la cuenca de influencia de la quebrada.

Tabla 0.13

Listado de Industrias dentro de la zona de estudio

Empresa	Actividad
Bakels Ecuador	Producción y distribución de ingredientes de panadería
Cibum Cía. Ltda.	Distribución y logística de alimentos procesados
Bodegas Induchaupi	Producción y almacenamiento de materiales de construcción
Egar S.A.	Fabricación de piezas y accesorios para vehículos
Hortalizas	Experimentación de hortalizas
Florícolas	Producción de rosas, claveles entre otros
Granja Aventura Puembo	Crianza de ganado
Grupo Sedei Quito	Servicio de almacenamiento y transporte a nivel nacional e internacional
Grupo Zaphir	Producción y distribución de todo tipo de artículos para empaques y envases
Lavadoras y Lubricadoras	Cambio de aceite y lavado de vehículos
Prefabricados y equipos	Fabricación de componentes estructurales prefabricados para obras de construcción o de ingeniería civil
Pronaca	Procesamiento de aves y producción de embutidos
Techno Swiss	Producción de muebles de madera

Fuente: Junta parroquial Pifo

Elaboración: Propia

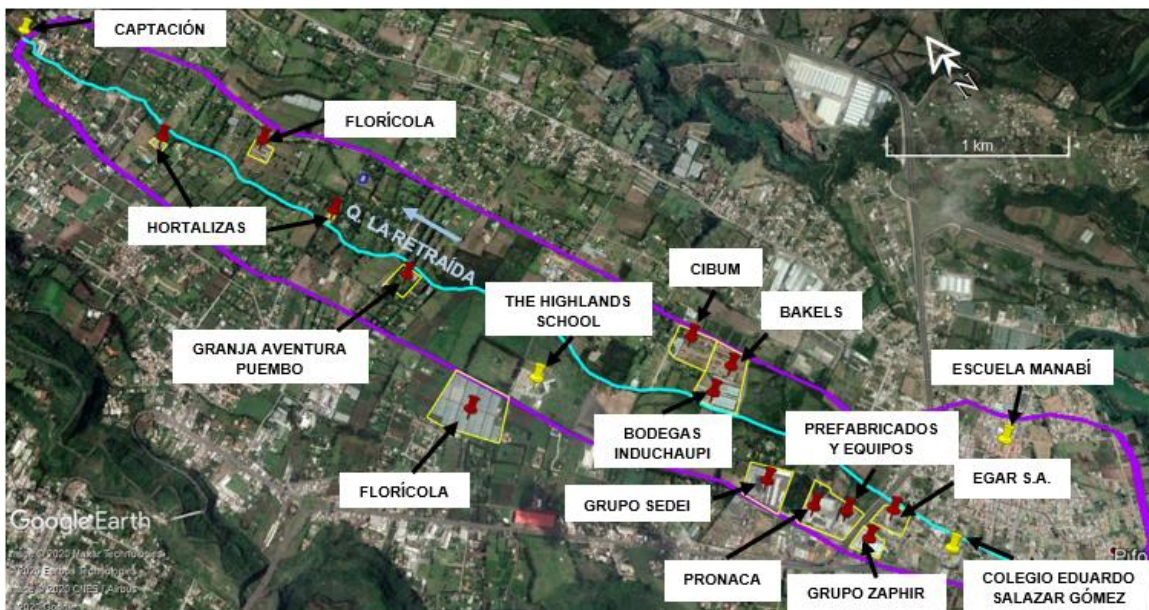


Figura 4.16 Ubicación de industrias dentro de la zona de estudio
Elaboración: Propia

La EPMAPS menciona que el consumo de agua depende del tipo y tamaño de la industria, la reutilización del líquido, el tratamiento previo a la descarga, por lo que se debe realizar un estudio particular para cada caso, si no es posible realizar este análisis se puede tomar un valor promedio de dotación dependiendo del tamaño, la tabla 4.14 están en función de la superficie ocupada por la industria y el nivel de complejidad del sistema de descarga. Según el Plan de Ordenamiento territorial la zona industrial en las parroquias se encuentra en crecimiento por lo que se puede considerar un nivel de complejidad medio y se adopta un valor de 0.6.

Tabla 0.14
Contribución Industrial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución industrial l/s/(ha-industria)
Bajo	0.4
Medio	0.6
Medio alto	0.8
Alto	1.0 - 1.5

Fuente: EPMAPS
Elaboración: Propia

Con el área conocida de 40 hectáreas que ocupan las industrias, se puede estimar el aporte industrial que corresponde a un valor de **24 l/s**, para descarga de aguas servidas.

$$Q_{ind} = 0.6 \frac{l}{s * ha} * 40 ha$$

$$Q_{ind} = 0.6 \frac{l}{s * ha} * 40 ha$$

$$Q_{ind} = 24 \text{ l/s}$$

El caudal de uso institucional se refiere a las aguas servidas provenientes de instituciones educativas: escuelas, colegios, universidades, centro de educación continua y otros. La EPMAPS recomienda una dotación de 80l/s para este tipo de instituciones considerando que estudiantes, profesores y personal administrativo no utilizan constantemente el servicio público y solamente durante el periodo lectivo anual (septiembre – junio). Como se muestra en la figura 4.16 tres instituciones educativas se encuentran dentro de la cuenca y realizan descargas en la quebrada. Para aplicar la ecuación 92 se identificó el número de personas (E) por institución como se muestra en la tabla 4.15. Con el número total de personas igual a 2406 y un coeficiente de mayoración igual a 4 se obtiene un caudal de uso institucional igual a **6.24 l/s**

Tabla 0.15

Número de personas por unidad educativa

Colegio	Estudiantes	Docentes	Administrativos
Eduardo Salazar Gómez	1256	60	10
Escuela Manabí	777	25	2
The Highland School	220	36	20
Total	2253	121	32

Fuente: Ministerio de Educación de Ecuador
Elaboración: Propia

$$Qd = E * \frac{D * K}{86400} * M$$

$$Qd = 2406 * \frac{80 \text{ l/est * dia} * 0.7}{86400} * 4$$

$$Qd = 6.24 \text{ l/s}$$

Finalmente, se calcula el caudal producido por conexiones ilícitas de patios, jardineras, bajantes de agua lluvia, pozos privados, deterioro de las tuberías, fallas en la construcción, falta de hermetismo en las tapas de los pozos que pueden

ingresar en la red pública. En zonas rurales este valor puede considerarse igual a 10 l/s*hab/día y se obtiene con la ecuación de caudal doméstico (Ec. 92). Considerando que el número de habitantes total de las parroquias igual a 2723.

$$Qd = 2723 * \frac{10}{86400} * 4$$

$$Qi = 1.3 \text{ l/s}$$

El caudal medio se estima con la ecuación 91 y se obtiene un valor de **48.44 l/s**. Teniendo en cuenta que para los meses de julio y agosto el caudal institucional no debe ser considerado, para estos meses se tiene un valor de **42.2 l/s**.

$$Qmd = (16.9 + 24 + 6.24 + 1.3) \text{ l/s}$$

$$Qmd = 48.44 \text{ l/s}$$

Modelo de precipitación - escorrentía de Témez

Como se muestra en el flujograma (figura 4.17), los datos de partida del modelo de precipitación - escorrentía de Témez son la precipitación y la evapotranspiración potencial. Para la determinación de los caudales simulados del presente trabajo se utilizaron datos de precipitación de tres estaciones meteorológicas (M0002, M0024, M0346), mismas que fueron analizadas en capítulos anteriores. La evapotranspiración potencial fue calculada mediante el método de Thornthwaite.

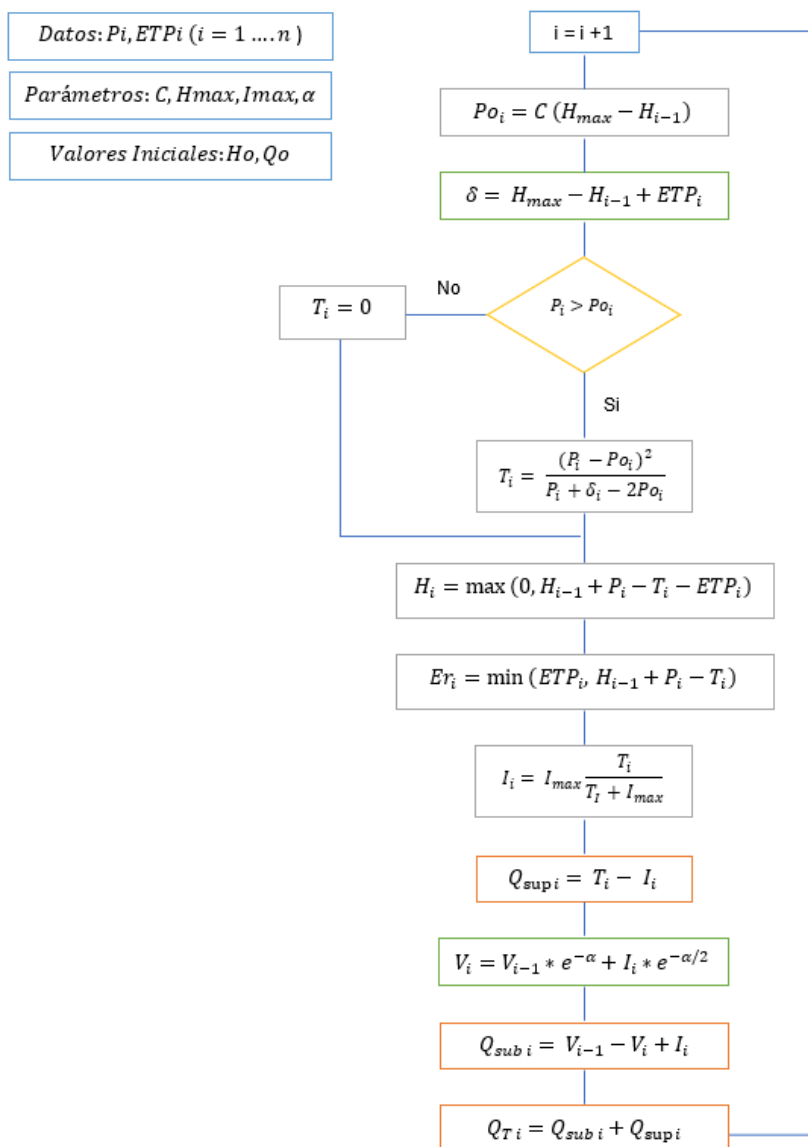


Figura 4.17 Flujograma del modelo precipitación - escorrentía de Témex
Elaboración: Propia

Thornthwaite en 1948 propuso la ecuación 102 para determinar la evapotranspiración potencial, el método está basado en la temperatura media mensual y en la longitud del día; considerando meses de 30 días y 12 horas de sol. Por tanto, para una zona determinada debe corregirse la evapotranspiración en función de la latitud y el mes correspondiente (Monsalve, 1995).

$$ETP = 16.2 * \left(\frac{10 * T}{I} \right)^a \quad [102]$$

Donde

- ETP → Evapotranspiración potencial
- T → Temperatura media mensual

- I → Índice calórico, suma de índices mensuales i_n
 a → Exponente empírico en función de I

$$I = \sum_{1}^{12} i_n$$

$$i_n = \frac{T^{1.514}}{5}$$

$$a = 0.49 + 0.0179 * I - 0.000077 * I^2 + 0.000000675 * I^3$$

Una vez obtenido ETP se corrige multiplicándolo por un factor k, para la zona ecuatorial dichos valores se presentan en la tabla 4.16

$$ETPr = ETP * k \quad [103]$$

Tabla 0.16

Factores k para la zona ecuatorial

Latitud	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Ecuador	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04

Fuente: Monsalve, 1995

A partir de datos de precipitación de las tres estaciones antes mencionadas y datos de temperatura de las estaciones M0002 y M0024 se calcula la evapotranspiración potencial. Índices calóricos, exponentes empíricos a y resultados de ETP se presentan en el anexo 20.

El desarrollo del modelo, que sigue el flujograma de resumen del balance hídrico propuesto por Témez, se efectuó a través de una hoja de Excel. Como parámetros de inicio se estableció los valores detallados en la tabla 4.17, y valores iniciales de H_o y Q_o igual a cero. El coeficiente de agotamiento del acuífero α fue calculado a través de la ecuación 97 propuesta por Lutz Schultz, se seleccionó un coeficiente K igual a 0.034 obteniendo $\alpha = 0.03$.

$$\alpha = -0.00252 * (\ln A) + k \quad [104]$$

Donde

- α → Coeficiente de agotamiento
 A → Área de la cuenca en km²

K → Constante que depende de las características de la cuenca, Buguña (2019) describe las siguientes consideraciones:

K: 0.034, Cuencas con agotamiento muy rápido debido a temperaturas mayores a 10°C.

K: 0.03, Cuencas con agotamiento rápido, vegetación poco desarrollada

K: 0.026, Cuencas con agotamiento medio, Vegetación mixta (cultivos, bosques y pastos)

K: 0.023, Cuencas con agotamiento bajo, Vegetación mixta (cultivos, bosques y pastos)

K: 0.018, Cuencas con agotamiento muy bajo

Tabla 0.17

Parámetros del modelo Témez utilizados en la modelación inicial

Parámetro	Valor	Unidad
H_{max}	100	mm
C	0.3	-
I_{max}	100	mm
α	0.03	-

Elaboración: Propia

Considerando los parámetros de la tabla 4.17 y el caudal fijo por descarga de aguas servidas se obtuvieron los caudales medios mensuales multianuales de la tabla 4.18. El hidrograma de calibración (figura 4.18), que contiene los caudales simulados y los caudales observados determinados a través de aforo, muestra una gran similitud entre los dos parámetros mencionados lo que puede comprobarse con el coeficiente de correlación R igual a 0.95 de la figura 4.19.

Tabla 0.18

Caudal simulado y aforado valores iniciales en l/s

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Sim.	82.2	89.3	121.8	161.0	131.1	87.7	48.3	43.7	50.6	68.4	94.9	95.5
Afo.	100.2	116.7	142.4	165.3	126.2	82.4	58.5	55.8	64.0	87.6	103.7	99.0

Elaboración: Propia

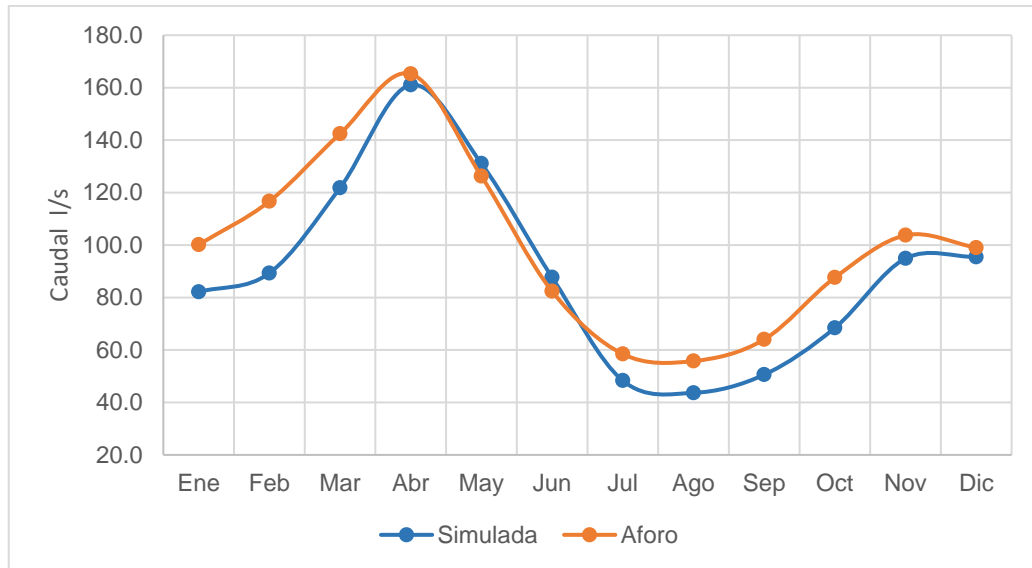


Figura 4.18 Hidrograma de calibración con valores iniciales
Elaboración: Propia

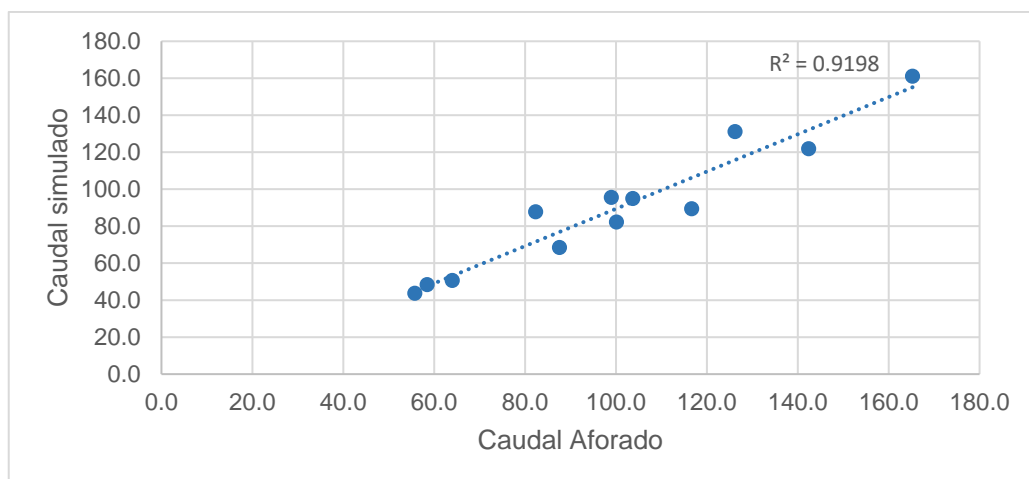


Figura 4.19 Relación entre caudal aforado y simulado con valores iniciales
Elaboración: Propia

Con el objetivo de mejorar los resultados se realizó una optimización de los valores de caudal simulado calibrando los parámetros del modelo de Témez a través de la herramienta Solver de Excel teniendo como restricciones:

$$100 \geq H_{max} \leq 250$$

$$0.2 \geq C \leq 1$$

$$100 \geq I_{max} \leq 400$$

$$0.014 \geq \alpha \leq 0.03 \rightarrow \text{Valores para los diferentes } k$$

De la calibración se obtuvo los parámetros mostrados en la tabla 4.19 que resultan en los caudales medios mensuales multianuales de la tabla 4.20, el hidrograma de calibración (figura 4.20) y un coeficiente de relación de 0.964 (figura 4.21).

Tabla 0.19
Parámetros de Témez utilizados en la calibración

Parámetro	Valor	Unidad
H_{max}	100	mm
C	0.2	-
I_{max}	100	mm
α	0.03	-

Elaboración: Propia

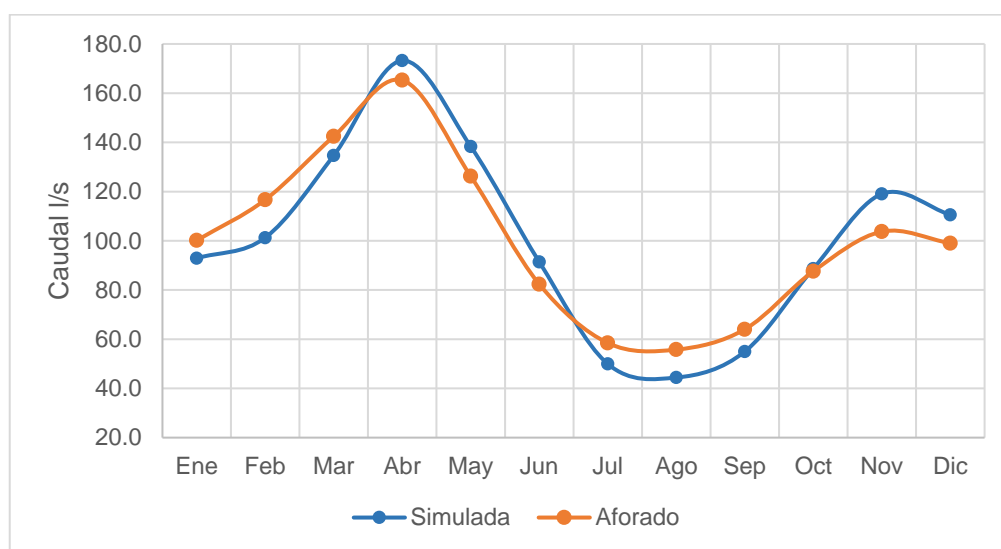


Figura 4.20 Hidrograma de calibración con valores de calibración
Elaboración: Propia

Tabla 0.20
Caudal simulado y aforado con valores de calibración en l/s

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Sim.	92.9	101.3	134.7	173.2	138.3	91.4	50.0	44.4	55.0	88.7	119.1	110.5
Afo.	100.2	116.7	142.4	165.3	126.2	82.4	58.5	55.8	64.0	87.6	103.7	99.0

Elaboración: Propia

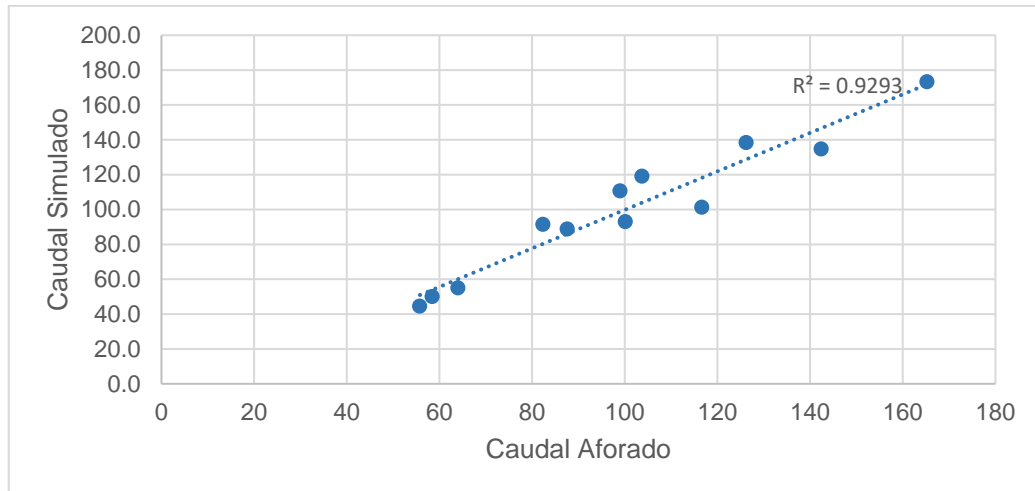


Figura 4.21 Relación entre caudal aforado y caudal simulado con valores de calibración
Elaboración: Propia

Curva de duración general

Una vez establecidos los datos de caudal es posible generar la curva de duración general. En el presente proyecto los caudales medios mensuales multianuales simulados constituyeron los datos de partida del análisis de frecuencias empíricas, en donde el vector probabilidad está dado por la ecuación 105. La CDG que describe la probabilidad de excedencia de caudales de la quebrada La Retraída se muestra en la figura 4.22 y los resultados de caudal mínimo ($Q_{80\%}$ $Q_{90\%}$ $Q_{95\%}$) en la tabla 4.21.

$$P_i = \frac{i}{m} * 100 \quad [105]$$

Donde

- P_i → Vector Probabilidad %
- i → Posición del vector
- m → Número total de eventos de caudal

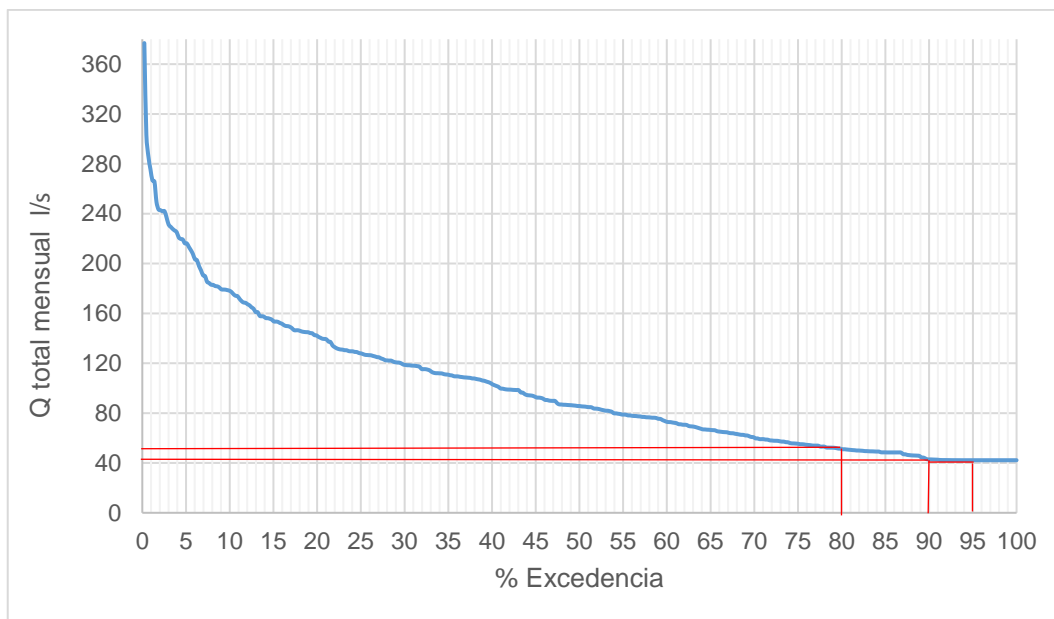


Figura 4.22 Curva de duración general de la quebrada La Retraída
Elaboración: Propia

Tabla 0.21

Caudal mínimo para la Quebrada la Retraída

% Excedencia	Q [l/s]
$Q_{80\%}$	51.2
$Q_{90\%}$	42.8
$Q_{95\%}$	42.2

Elaboración: Propia

4.2 DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

4.2.1 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

La determinación del caudal de diseño Q_d de la captación se basó en el caudal adjudicado a la junta de regantes del Barrio Salazar Gómez. Según el proceso administrativo Nro. 3129-2015-RV. (SB) (anexo 21) este caudal corresponde a 12 l/s, de los cuales: 0.17 l/s están destinados al consumo de 25 familias, 0.01 l/s para abrevadero de 20 cabezas y 11.82 l/s para riego de 20 ha, además en el mismo informe se menciona que el caudal adjudicado constituye remanentes de riego de las zonas altas.

Una vez conocido el caudal adjudicado se comprobó que este sea inferior al caudal mínimo $Q_{95\%}$. En la figura 4.23 se observa que el caudal de diseño igual a

12 l/s se encuentra bajo la línea constante de la curva de duración general de la quebrada La Retraída, que corresponde al caudal de descarga de aguas servidas con un valor igual a 42.2 l/s; por tanto, la toma captará el Q_d para todos los calados presentes en el río.

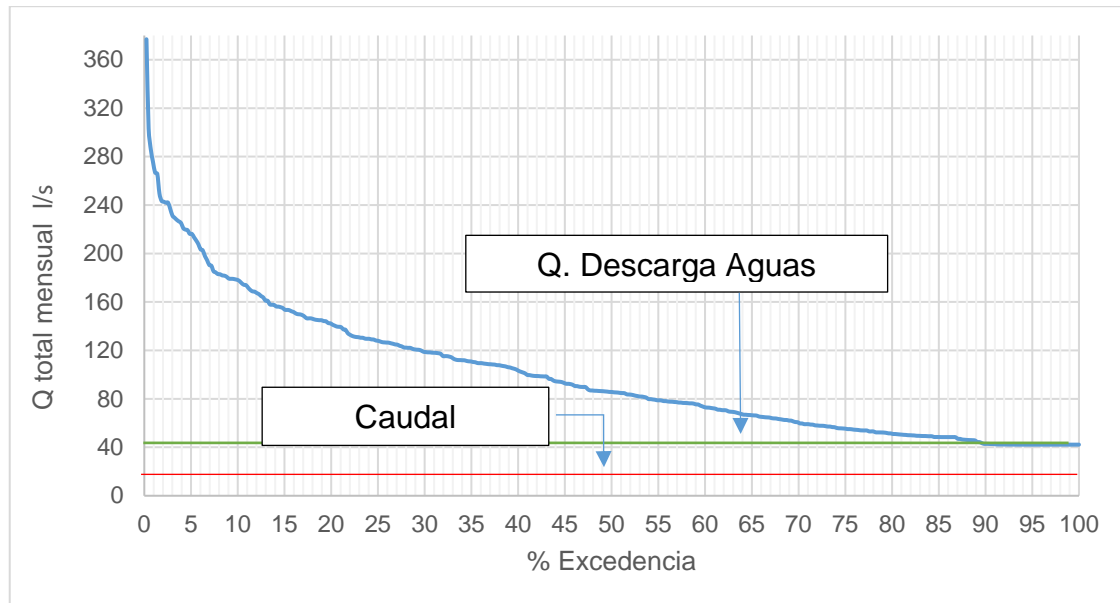


Figura 4.23 Curva de duración general - Caudal de adjudicación
Elaboración: Propia

4.2.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE OBRA DE CAPTACIÓN APLICABLE A LA QUEBRADA LA RETRAÍDA

La selección del tipo de captación debe partir del conocimiento de las características específicas para las que fue concebida la bocatoma; procurando que la estructura se adapte con facilidad al desarrollo natural del río, el agua ingrese en lo posible sin material sólido, las operaciones de mantenimiento sean mínimas y la construcción sea de fácil ejecución. A continuación, se describen diferentes criterios a tomar en cuenta en la selección de las obras de captación.

Toma de Fondo

- Funcional para crecientes súbitas, sin presentar daños en la estructura
- Favorable para cauces con grandes variaciones de caudal
- Muy favorable en presencia de sedimento grueso
- No existe control del ingreso de material fino al canal de recolección
- Funcional aún en flujo supercrítico

- No existe regulación en las variaciones de caudal natural
- Limitación en el caudal derivable
- Requiere barrotes estables
- Riesgo de taponamiento
- Difícil acceso a la rejilla y secado del canal colector
- No es sensible al lugar de implantación, sin embargo, se recomienda ubicarla en tramos rectos
- Existencia de autolimpieza
- No requiere obras complementarias de alto costo
- Construcción de bajo costo, operación automática y mantenimiento mínimo
- En pendientes longitudinales muy grandes ($I > 10\%$) a grandes ($10\% > I > 1\%$) requiere poco mantenimiento

Toma Convencional o Lateral

- Control en la regulación del caudal de ingreso, manteniendo un caudal derivable constante
- Este tipo de obra requiere aprovechar el flujo secundario para minimizar la entrada de caudal sólido, por tanto, presenta una mejor eficiencia cuando se ubica en la orilla cóncava del río
- Adecuado funcionamiento en pendientes longitudinales bajas
- Costos de construcción elevados
- Tendencia de azolve en el embalse
- Obras de disipación costosas debido a la altura de cierre para mantener el nivel de captación
- Baja eficiencia de la compuerta de purga ya que el material se acumula al pie de la reja
- Control y mantenimiento permanente
- Necesidad de obras de obras complementarias de alto costo

Una vez descritos los criterios a considerar para la ubicación, se evaluó en la tabla 4.22 los puntos más relevantes y se comparó con las características de la zona. Finalmente se resolvió diseñar una captación de fondo considerando que el caudal a captar es bajo, la pendiente media del río permite autolimpieza reduciendo

la frecuencia de mantenimiento, el espacio físico es reducido, la cuenca es propensa a crecidas súbitas y el costo de obra será menor como se expuso anteriormente. Sin embargo, en el diseño se tendrá en cuenta la limitación de la toma de fondo en la regulación de entrada de sedimento fino.

Tabla 0.22

Criterios para la selección de una obra de captación

Criterio	T. Lateral	T. Fondo	Características de la zona
Funcional para crecidas súbitas	NO	SI	Cuenca de pequeño tamaño propensa a crecidas súbitas
Control de ingreso de sedimento fino	SI	NO	Alta presencia de finos
Funcional en flujo supercrítico	NO	SI	Flujo subcrítico
Regulación del caudal	SI	NO	Debido al caudal captado no requiere regulación
Pendiente Longitudinal	< 1%	1% - 10%	Pendiente media del cauce del 2.6%
Ubicación de máxima eficiencia	T. Curvo	T. Recto	Existen tramos rectos y curvos en la quebrada

Elaboración: Propia

4.2.3 DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

4.2.3.1 Diseño de la rejilla de captación

Previo al diseño de la rejilla es necesario revisar algunos criterios que deben ser tomados en cuenta:

1. La rejilla de fondo se ubica sobre la parte más baja del azud de cierre, obligando a que el agua pase forzosamente sobre esta.
2. Debido a la condición revisada en el primer punto la rejilla puede encontrarse a cualquier altura sobre el fondo del río, sin embargo, se recomienda como mínimo una altura de 80 cm para evitar que este elemento sea cubierto por material grueso de gran tamaño.
3. Los barrotes de la rejilla deben ser colocados paralelos al flujo y con inclinación suficiente, generalmente mayor a la pendiente longitudinal del río.

4. La separación de los barrotes determinará el tamaño de partícula que ingrese a la galería de captación y la frecuencia de mantenimiento por obstrucción. Haro (2016) resume los valores propuestos por varios autores (tabla 4.23). Adicionalmente Ortiz (2001) sugiere una tabla de abertura y espesor de rejilla clasificadas por tipo de rejas.

Tabla 0.23

Espaciamiento entre barras propuesto por varios autores para diferentes usos

Autor	Uso	Separación [m]
Andaroodi y Schleiss (2006)	Generación de electricidad (pequeñas centrales hidroeléctrica)	0.02 a 0.04
Raudkivi (1993)	-	0.005 mínimo
Bouvard (1992)	Generación de electricidad (turbinas o sifones)	0.02 a 0.03
Bouvard (1992)	Otros usos	0.10 a 0.12
Castro (1986)	Si el flujo va hacia un reservorio	0.10 o más
Castro (1986)	Generación de electricidad	0.02 o menos
Drobir (1981)	-	0.15
Krochin (1978)	Generación de electricidad	0.02 a 0.06
Ract-Madoux et al. (1955)	-	0.1

Fuente: Haro, 2019

Tabla 0.24

Abertura y espesor para rejas de tomas de fondo

Rejas	Espesor (pul)	Abertura (cm)
Rejas Gruesas	1 1/2	4 a 10
Rejas Comunes	3/4 a 1 1/2	2 a 4
Rejas Finas	3/8 a 3/4	1 a 2

Fuente: Ortiz, 2001

5. Como se revisó anteriormente, una de las desventajas de la rejilla de fondo es la dificultad de controlar el caudal captado, por tanto, para el diseño de la rejilla se asume que el caudal de ingreso corresponderá al caudal de aprovechamiento más un 20%.

El dimensionamiento de la rejilla de captación se realizó con las dos metodologías propuestas en el marco teórico (Cap. II) a partir de los datos y coeficientes presentados a continuación. La abertura entre barras adyacentes

se seleccionó considerando recomendaciones para la máxima eficiencia de esta y con el objetivo de obtener un índice de hueco $m = 0.60$. El diseño está basado en barrotes tipo T de 30x30x3 mm que complementa el índice de hueco seleccionado. El ángulo de inclinación longitudinal de la rejilla corresponde a 30% debido a la eficiencia máxima alcanzada con este.

$Q_{cap} =$	12 l/s	→	Caudal de aprovechamiento
$Q_{dis} =$	14.4 l/s	→	Caudal de diseño de la rejilla $Q_{ap} + 20\%$
$b_1 =$	0.045 m	→	Abertura entre barras adyacentes
$b_w =$	0.030 m	→	Ancho de cada barra
$b_c =$	0.075 m	→	Distancia de eje a eje de barras
$\alpha =$	16.69 °	→	Ángulo de inclinación de la rejilla 30%
$m =$	0.60 -	→	Índice de hueco
$B =$	1 m	→	Ancho asumido de la rejilla

Tabla 0.25
Cálculo de la rejilla de captación – Metodología Frank

Denominación	Ecuación	Símbolo	Diseño	Unidad	Justificación
Coeficiente de contracción de la rejilla	$c = 0.6 * m * (\cos \alpha)^{3/2}$	c	0.337	-	El coeficiente depende de la dimensión de los barrotes y la inclinación de la rejilla
Coeficiente estático de la rejilla	Seleccionado de la figura 2.21	μ	0.62	-	Para barrote tipo T
Factor de corrección por calado de entrada a la rejilla	$2 * \cos \alpha * k_c^3 - 3 * k_c^2 + 1 = 0$	Kc	0.859	-	-
Profundidad crítica	$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * B^2}}$	h_{cr}	0.028	m	-
Carga sobre la rejilla	$h = k_c * h_{cr}$	h	0.024	m	-
Longitud de la rejilla	$Q = \frac{2}{3} * c * \mu * B * L' * \sqrt{2 * g * h}$	L'	0.151	m	Obtenida de la ecuación de descarga de la rejilla, con la condición del caudal a ser captado
Longitud aumentada considerando obstrucción	$L = L' * f$	L	0.30	m	Se consideró un factor de obstrucción de 2.0
Longitud de rejilla adoptada	-	Lr	0.30	m	Se resuelve adoptar una longitud de rejilla igual a 0.30 m
Número de espacios	$\#e = \frac{B}{a + t}$	#e	14	u	-
Número de barrotes	$\#b = \#e - 1$	#b	13	u	-

Elaboración: Propia

Tabla 0.26*Cálculo de la rejilla de captación – Metodología Universidad Politécnica de Cartagena*

Denominación	Ecuación	Símbolo	Diseño	Unidad	Justificación
Coeficiente estático de la rejilla	$C_{qo} = C e^{-0.77 m}$	C_{qo}	0.567	-	Para C = 0.90 correspondiente a barrotes tipo T
Constante a para el coeficiente de descarga	$a = 0.37m^{-1.15}$	a	0.67	-	-
Constante b para el coeficiente de descarga	$b = 0.20$	b	0.20	-	Constante b para índice de hueco m = 0.60
Coeficiente de descarga	$C_{qH} = \frac{a m C_{qo}}{(1 + \tan \alpha)} q^b$	C_{qH}	0.075	-	-
Profundidad crítica	$hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$	hcr	0.028	m	-
Energía mínima en la entrada a la rejilla	$H_{min} = 1.50 * hcr$	H_{min}	0.041	m	-
Longitud de la rejilla	$L = \frac{q}{C_{qH} \sqrt{2g} H_{min}}$	L'	0.214	m	-
Longitud aumentada considerando obstrucción	$L = L' * f$	L	0.29	m	Se consideró un factor de obstrucción de 1.4
Longitud de rejilla adoptada	-	Lr	0.30	m	Se resuelve adoptar una longitud de rejilla igual a 0.30 m
Número de espacios	$\#e = \frac{B}{a + t}$	#e	14	u	-
Número de barrotes	$\#b = \#e - 1$	#b	13	u	-

Elaboración: Propia

La longitud requerida para que la rejilla permita captar un caudal de 14.4 l/s, en las dos metodologías es igual a 0.30 m con un ancho igual a 1 m, sin embargo, el factor de obstrucción considerado para el método de Frank es igual 2.0, mientras que para el método propuesto por investigaciones de la Universidad Politécnica de Cartagena corresponde a 1.4. En base a estas dimensiones se verifica el ingreso máximo, calculando la altura de entrada de agua a la rejilla para crecida máxima Q_{10} . El proceso parte del cálculo de la carga sobre el azud a través de la ecuación simplificada de los vertederos considerando un coeficiente de descarga $C = 2.15$ como se explicará en el diseño del azud. Con una carga sobre el vertedero de 1.41 m, se obtiene una altura de agua sobre la rejilla de 0.75 m, resultando en un caudal de máximo ingreso de 0.18 m³/s, por lo que se recomienda cerrar la compuerta de la salida del canal colector cuando se tenga crecidas centenarias.

$$H = \frac{Q_{10}^{2/3}}{C * Br}$$

Donde

Q_{10} → Caudal de crecida con periodo de retorno 10 años [m³/s]

C → Coeficiente de descarga del vertedero

Br → Ancho del río en el lugar de captación [m]

$$H = \frac{18^{2/3}}{2.15 * 3} = 1.41 \text{ m}$$

$$h_{cr} = \frac{2}{3} * 1.41 = 0.94 \text{ m}$$

$$h = K_c * h_c = 0.797 * 1.058 = 0.75 \text{ m}$$

$$Q = \frac{2}{3} * 0.26 * 0.62 * 1 * 0.33 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.75} = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2.3.2 Diseño de la galería de captación

La galería es el elemento que tiene inicio en la parte inferior de la rejilla de captación, por tanto, el dimensionamiento de esta considera el largo, ancho e inclinación de la rejilla, además de ser diseñado con el caudal que ingresa por esta. Los datos iniciales se muestran a continuación teniendo en consideración lo

expuesto anteriormente. Si bien es cierto que, en la literatura como se describió en el capítulo II, se recomienda una velocidad entre 2 y 3 m/s para asegurar el arrastre de piedras que hayan ingresado por la rejilla, se tomó para el diseño de la galería una velocidad media de 1.5 m/s, velocidad suficiente para arrastrar hasta grava fina como se muestra en la tabla 4.27, propuesta Fortier y Scobey citados en Chow (1994). Esta decisión se tomó en base a dos factores: primero, el material que ingresa a la rejilla puede ser removido, segundo, la altura de la galería asumiendo las velocidades recomendadas se encuentra sobredimensionada, por tanto, el costo no solo de la galería, sino también del azud y el cuenco de disipación incrementan.

$Q_{dis} = 14.4$ l/s	→	Caudal de diseño
$n = 0.035$	→	Coefficiente de Manning para la galería
$B = 1.00$ m	→	Ancho de la Rejilla
$L_r = 0.30$ m	→	Largo de la Rejilla
$\alpha = 16.69^\circ$	→	Ángulo de inclinación de la rejilla
$B_g = 0.30$ m	→	Base de la galería, $B_g = L_r * \cos\alpha$
$D = 0.045$ m	→	Tamaño a remover en la galería

Tabla 0.27

Velocidad máxima permisible para no causar sedimentación ni socavación

Material	n	Agua limpia		Agua que transporta limos coloidales	
		V , pies/s	τ_0 , lb/pie ²	V , pies/s	τ_0 , lb/pie ²
Arena fina coloidal	0.020	1.50	0.027	2.50	0.075
Marga arenosa no coloidal	0.020	1.75	0.037	2.50	0.075
Marga limosa no coloidal	0.020	2.00	0.048	3.00	0.11
Limos aluviales no colidales	0.020	2.00	0.048	3.50	0.15
Marga firme ordinaria	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Ceniza volcánica	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Arcilla rígida muy coloidal	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Limos aluviales colidales	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Esquistos y subsuelos de arcilla dura	0.025	6.00	0.67	6.00	0.67
Grava fina	0.020	2.50	0.075	5.00	0.32
Marga gradada a cantos rodados, no coloidales	0.030	3.75	0.38	5.00	0.66
Limos gradados a cantos rodados coloidales . .	0.030	4.00	0.43	5.50	0.80
Grava gruesa no coloidal	0.025	4.00	0.30	6.00	0.67
Cantos rodados y ripios de cantera	0.035	5.00	0.91	5.50	1.10

Fuente: Chow, 1994

Tabla 0.28*Pérdidas por fricción y velocidad en la galería de captación*

X	Q	V	A	d	P	Rh	le	hf	∑hf	V ² /2g
0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.051
0.100	0.001	1.050	0.001	0.005	0.309	0.004	1.853	0.185	0.185	0.056
0.200	0.003	1.100	0.003	0.009	0.317	0.008	0.890	0.089	0.274	0.062
0.300	0.004	1.150	0.004	0.013	0.325	0.012	0.620	0.062	0.336	0.067
0.400	0.006	1.200	0.005	0.016	0.332	0.014	0.501	0.050	0.386	0.073
0.500	0.007	1.250	0.006	0.019	0.338	0.017	0.437	0.044	0.430	0.080
0.600	0.009	1.300	0.007	0.022	0.344	0.019	0.400	0.040	0.470	0.086
0.700	0.010	1.350	0.007	0.025	0.350	0.021	0.377	0.038	0.508	0.093
0.800	0.012	1.400	0.008	0.027	0.355	0.023	0.363	0.036	0.544	0.100
0.900	0.013	1.450	0.009	0.030	0.360	0.025	0.355	0.036	0.580	0.107
1.000	0.014	1.500	0.010	0.032	0.364	0.026	0.351	0.035	0.615	0.115

Elaboración: Propia

El cálculo del perfil del fondo de la galería se calcula con la sumatoria del calado hidráulico, las pérdidas y la carga de velocidad, obteniendo la altura de paredes necesarias al final del elemento. Con los resultados del perfil de la galería presentes en la tabla 4.29 se determina $h_1 = 0.75$ m y $h_2 = 0.90$ m. A estas dimensiones obtenidas se les agrega un borde de seguridad, por lo que la altura de paredes final se presenta en la figura 4.24.

$$h = d + \sum hf + \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 0.29*Perfil de la galería de captación*

X [m]	h [m]
0.000	0.051
0.100	0.246
0.200	0.345
0.300	0.416
0.400	0.476
0.500	0.529
0.600	0.578
0.700	0.625
0.800	0.671
0.900	0.716
1.000	0.761

Elaboración: Propia

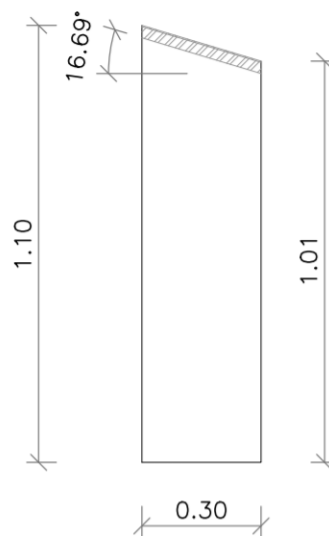


Figura 4.24 Altura de paredes de la galería en metros
Elaboración: Propia

4.2.3.3 Diseño del azud

Como obra de cierre y vertedero de excesos se optó por colocar un azud con perfil tipo Creager debido a los cambios de presión favorables que la geometría de este ofrece. Como caudal de diseño se consideró un caudal con periodo de retorno de 10 años Q_{10} . Como dato preliminar del diseño se considera el ancho de la quebrada en el lugar de captación, que en el caso del proyecto se resuelve ensanchar la sección a 3 m. Asimismo para el cálculo es necesario conocer la altura del paramento aguas arriba, misma que está en función de la altura de la galería y la altura de seguridad de hormigón bajo el elemento de captación.

$B_r = 3.00$ m	→	Ancho de la quebrada en el lugar de captación
$Q_{10} = 10.8$ m ³ /s	→	Caudal de diseño
$h_2 = 1.10$ m	→	Altura de la galería
$s = 0.55$ m	→	Altura de seguridad bajo la galería
$P = 1.65$ m	→	Altura de paramento aguas arriba

La determinación del perfil tipo Creager necesita como valor conocido la carga sobre el azud H_o , misma que se establece a través de la ecuación simplificada de los vertederos (Ec. 13) y la carga de velocidad h_a (Ec. 15). Al tener como incógnitas en la ecuación de los vertederos el coeficiente de descarga C y la carga total del proyecto, se itera el valor de C hasta conseguir que este sea igual al

obtenido en el ábaco del anexo 3(a). Con una relación ajustada de $P/H_o = 1.17$ se obtiene un valor de C igual a 2.16 y una carga sobre el vertedero $H_o = 1.41$ m (Figura 4.25).

Cargas de diseño del proyecto:

$H_o = 1.41$ m	→	Carga total del proyecto
$P/H_o = 1.17$ -	→	Relación entre la altura del paramento y H_o
$ha = 0.07$ m	→	Carga de velocidad
$h_o = 1.33$ m	→	Nivel de agua sobre el vertedero
$V = 1.21$ m ²	→	Velocidad sobre el vertedero
$ha/H_o = 0.05$ -	→	Relación entre carga de velocidad y carga total

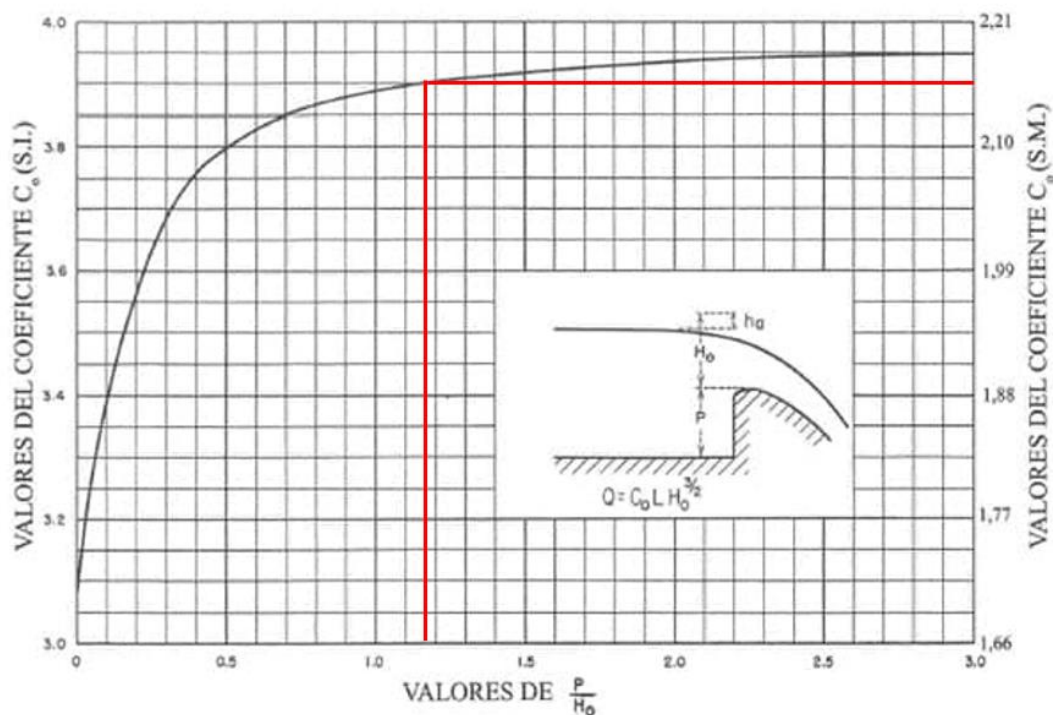


Figura 4.25 Coeficiente de descarga
Fuente: Bureau of Reclamation, 2007

Conociendo la relación ha/H_o se determinan los coeficientes k y n de los ábacos de la Bureau of Reclamation anexo 4(a) y se establecen las coordenadas del perfil para valores de abscisas con diferencia de 0.1 m. Adicionalmente, el perfil tipo Creager se caracteriza por tener una curvatura convexa en la parte superior que no forma parte de los resultados obtenidos de la ecuación 106. La configuración de dicha curvatura requiere cuatro distancias X_c , Y_c , R_1 , R_2 obtenidas del anexo 4(b)

con la relación de cargas antes mencionada y posicionadas como se indica en la figura 4.27.

K	0.510
n	1.848
X_c/h_o	0.257
Y_c/h_o	0.105
R_1/h_o	0.505
R_2/h_o	0.210

→ Coeficientes que definen el perfil del vertedero
BUREAU OF RECLAMATION, Diseño de presas pequeñas

$$\frac{y}{H_o} = -K \left(\frac{x}{H_o}\right)^n \quad [106]$$

X (m)	Y (m)
0.00	0.00
0.10	-0.01
0.20	-0.02
0.30	-0.04
0.40	-0.07
0.50	-0.11
0.60	-0.15
0.70	-0.20
0.80	-0.25
0.90	-0.31
1.00	-0.38
1.10	-0.46
1.20	-0.54
1.30	-0.62
1.40	-0.71
1.50	-0.81
1.60	-0.91
1.70	-1.02
1.80	-1.13
1.90	-1.25
2.00	-1.38
2.10	-1.51
2.20	-1.64
2.21	-1.65

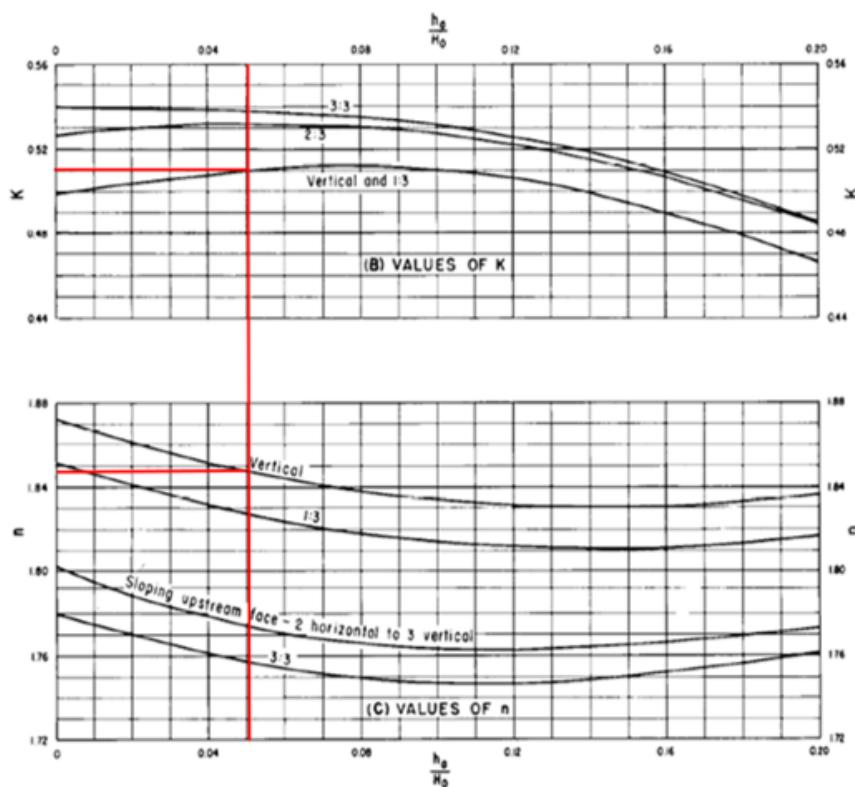


Figura 4.26 Factores y coordenadas del perfil tipo Creager
Fuente: Bureau of Reclamation, 2007 – Coordenadas

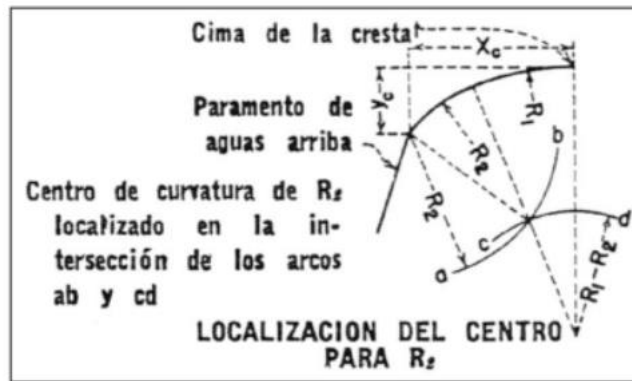


Figura 4.27 Configuración de la cresta superior del azud
 Fuente: Bureau of Reclamation, 2007

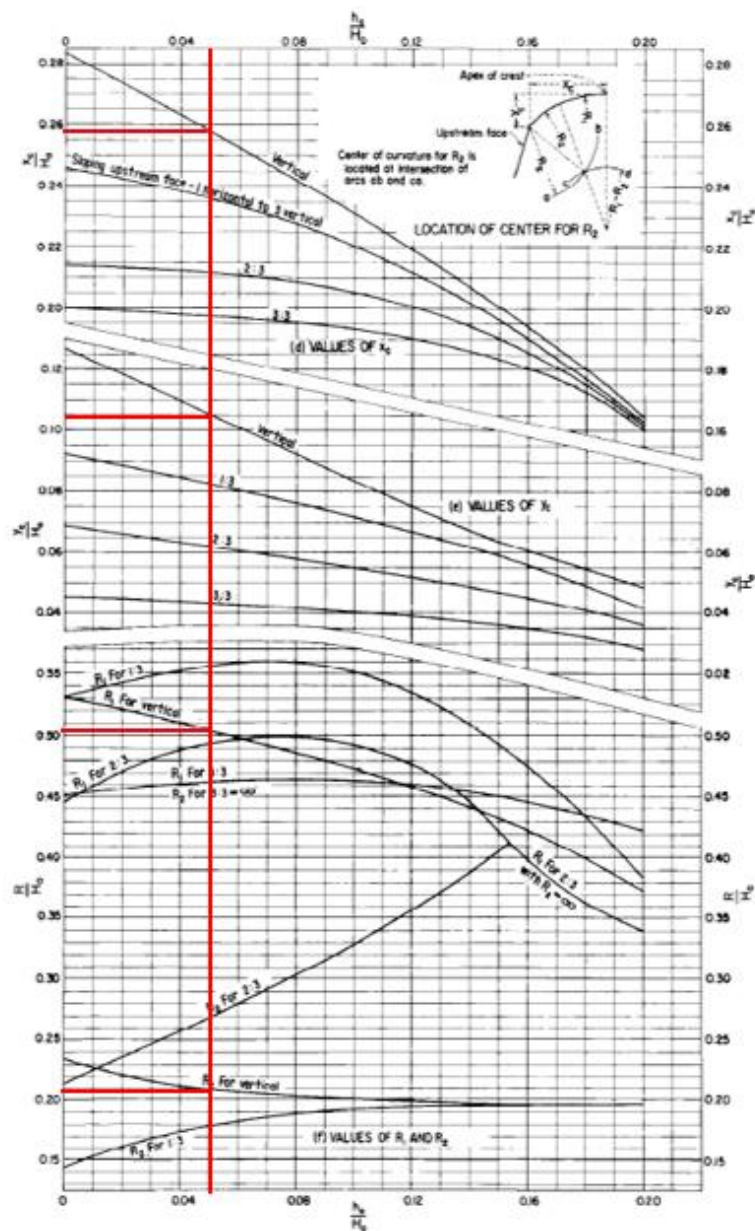


Figura 4.28 Ábaco de factores que determinan la curvatura superior
 Fuente: Bureau of Reclamation, 2007

La transición del azud a la obra de disipación adyacente debe evitar que la caída libre del agua desde el vertedero provoque socavación al pie del elemento, por tanto, es necesario asegurar un radio de curvatura al final de la pendiente del azud que comunique suavemente y de manera tangencial a la superficie contigua. La figura 4.29 resume el dimensionamiento del vertedero, considerando un radio de curvatura igual a 1.10 m, altura de paramento $P = 1.65$ y una altura total de azud $P_2 = 2.11$ m.

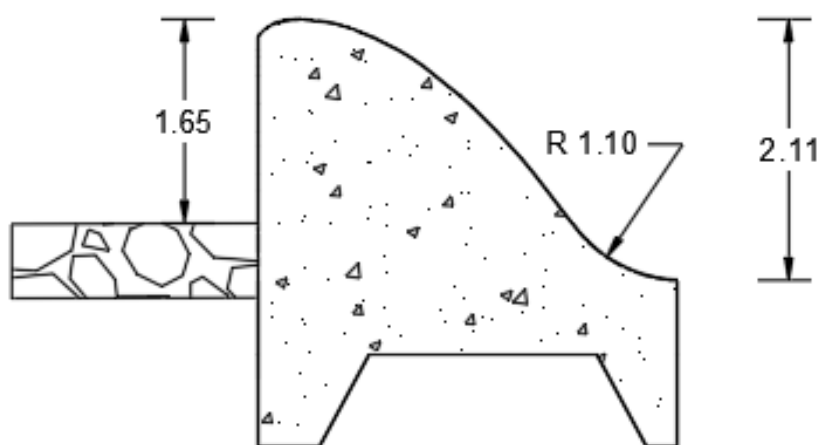


Figura 4.29 Dimensionamiento del azud
Elaboración: Propia

4.2.3.4 Diseño del cuenco disipador

El cuenco de disipación será diseñado para un caudal máximo con periodo de retorno de 10 años. Como se explicó en el capítulo II, el objetivo de este elemento es asegurar la disipación de energía dentro del cuenco, de tal modo que los parámetros hidráulicos necesarios para el cálculo son: la energía total disponible, el tirante contraído al pie del azud (Y_1), el tirante conjugado al final del cuenco (Y_2) y el tirante normal en el río (Y_n). El cálculo de Y_n se realiza mediante la ecuación de Manning con los parámetros de la quebrada dados a continuación.

Q_{max}	10.8	m ³ /s	→	Caudal de diseño
Br	3.00	m	→	Ancho de la quebrada en el lugar de captación
I	0.0065	m/m	→	Pendiente en el lugar de captación
n	0.0372		→	Número de Manning en el lugar de captación

$$Q = \frac{A}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * I^{1/2}$$

$$10.8 = \frac{Y_n * 3.00}{0.0372} * \left(\frac{Y_n * 3.00}{2 * Y_n + 3.00} \right)^{2/3} * 0.0065^{1/2}$$

$$Y_n = 1.88 \text{ m}$$

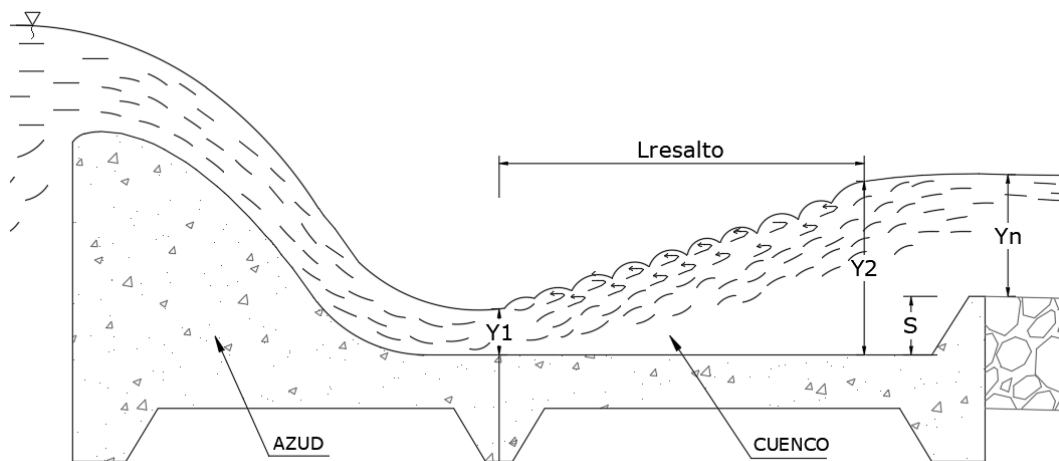


Figura 4.30 Parámetros hidráulicos para el diseño del cuenco de disipación
Elaboración: Propia

Tabla 0.30*Cálculo del cuenco de disipación*

Denominación	Ecuación	Símbolo	Diseño	Unidad	Justificación
Carga total del vertedero	$Q = C * B * Ho^{3/2}$	Ho	1.41	m	Carga total sobre el azud para el caudal centenario y coeficiente de descarga igual a 2.16
Energía total disponible	$E = P_2 + Ho$	E	3.52	m	-
Calado contraído	$Y_1 = \frac{q_{max}}{\sqrt{2g(E - Y_1)}}$	Y_1	0.4704	m	-
Velocidad del calado contraído	$V = \frac{Q}{Br * Y_1}$	V	7.65	m/s	-
Número de Froude del calado contraído	$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g * Y_1}}$	Fr_1	3.56	-	Flujo Supercrítico
Calado conjugado	$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * Fr_1^2} - 1 \right)$	Y_2	2.15	m	-
Velocidad del calado conjugado	$V = \frac{Q}{Br * Y_2}$	V	1.68	m/s	-
Número de Froude del calado conjugado	$Fr_2 = \frac{V}{\sqrt{g * Y_2}}$	Fr_2	0.37	-	Flujo Subcrítico

Resalto hidráulico rechazado $Y_2 > Y_n$: Se requiere profundizamiento del cuenco

Energía total disponible ajustada	$E = E_0 + s$	E	3.87	m	La diferencia entre el calado conjugado y el calado normal del río es de 0.35 m
Calado contraído	$Y_1 = \frac{q_{max}}{\sqrt{2g(E - Y_1)}}$	Y_1	0.4432	m	-
Velocidad del calado contraído	$V = \frac{Q}{Br * Y_1}$	V	8.12	m/s	-
Número de Froude del calado contraído	$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g * Y_1}}$	Fr_1	3.90	-	Flujo Supercrítico
Calado conjugado	$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * Fr_1^2} - 1 \right)$	Y_2	2.23	m	-
Velocidad del calado conjugado	$V = \frac{Q}{Br * Y_2}$	V	1.61	m/s	-
Número de Froude del calado conjugado	$Fr_2 = \frac{V}{\sqrt{g * Y_2}}$	Fr_2	0.35	-	Flujo Subcrítico
Calado Normal + Profundizamiento	$Y_u = Y_n + s$	Y_u	2.23	-	Siendo $Y_u = Y_2$ se logra contener el resalto dentro del cuenco de disipación

Elaboración: Propia

El cálculo del cuenco de disipación se realiza a través del criterio de conservación de energía, como se pudo evidenciar en la tabla 4.30, obteniendo como resultado el profundizamiento del cuenco $S = 0.35$ m. Finalmente se determina la longitud necesaria para el desarrollo del resalto con las ecuaciones 21, 22 y 23, adoptando un valor de $L_c = 9.5$ m.

$$\text{Pavlovski} \quad L_c = 2.5 * (1.9 y_2 - y_1) = 2.5 * (1.9 * 2.23 - 0.44) = 9.6 \text{ m}$$

$$\text{Safranetz} \quad L_c = 4.5 * y_2 = 4.5 * 2.23 = 10.04 \text{ m}$$

$$\text{Bakhmetev} \quad L_c = 5 * (y_2 - y_1) = 5 * (2.23 - 0.44) = 8.93 \text{ m}$$

$$L_c = \frac{L_{c1} + L_{c2} + L_{c3}}{3} = \frac{9.60 + 10.04 + 8.93}{3} = 9.52 \text{ m}$$

4.2.3.5 Diseño del enrocado de protección

El diseño del enrocado requiere únicamente el conocimiento de la velocidad de entrada a este elemento de protección. Para el cálculo de dicho factor se considera el caudal de máxima crecida Q_{10} , el ancho de la quebrada en el lugar de captación y el calado normal correspondiente al caudal de diseño.

$$V_e = \frac{Q_{max}}{Br * Y_n} = \frac{10.8}{3 * 1.88} = 1.92 \text{ m/s}$$

Mediante el ábaco del anexo 6, se determina que con la velocidad media calculada se requiere un diámetro de piedra $\emptyset = 0.18$ m de peso igual a 8 kg. El espesor de la capa de roca recomendado por La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes corresponderá a 0.4 m.

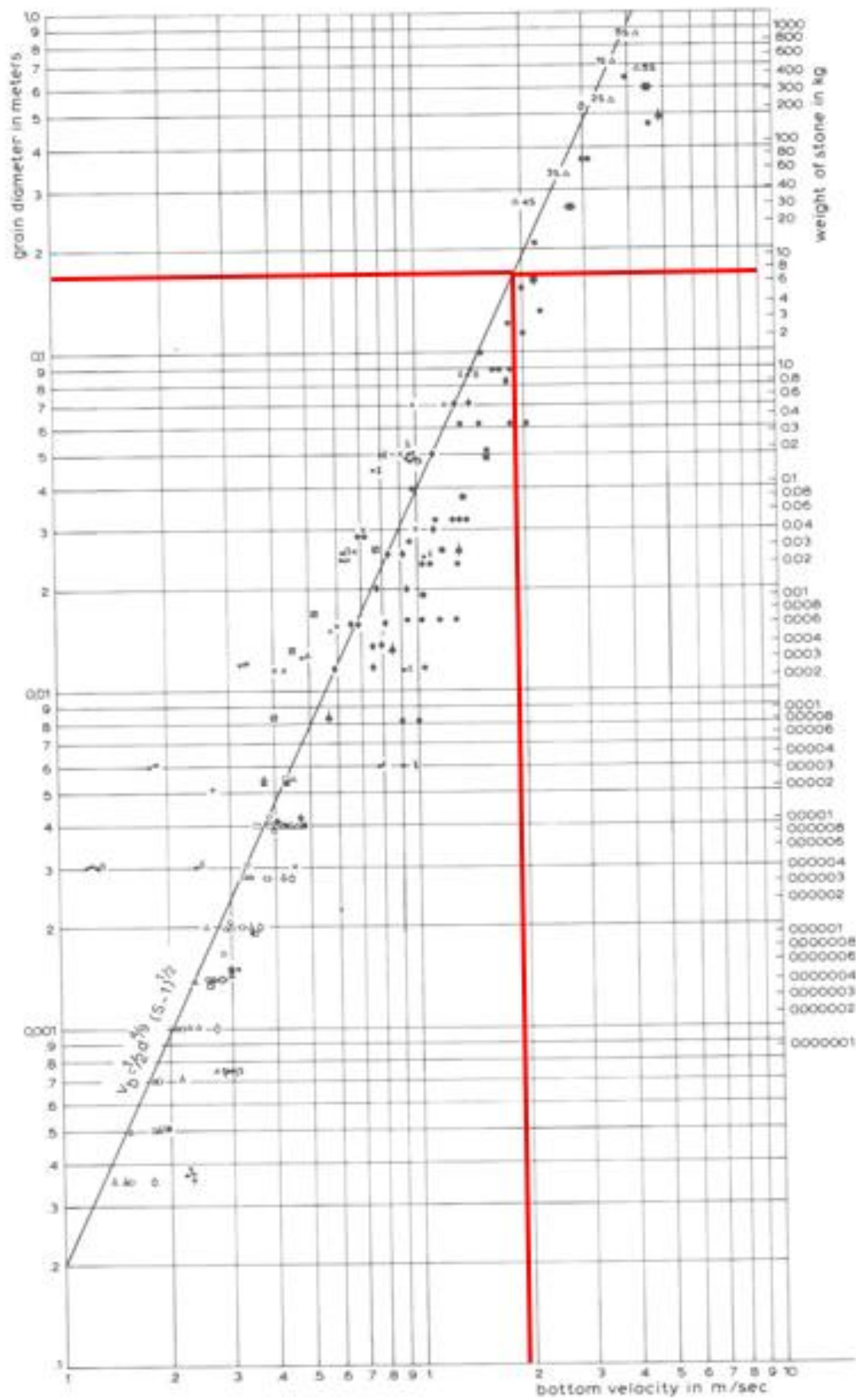


Figura 4.31 Diámetro y peso del enrocado

Fuente: "Discharge Measurement Structures" Pub. Nro. 20, International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI, Wageningen-Delft Hydraulics Laboratory, Delft Hollande

4.2.3.6 Diseño del canal de Purga

El canal de purga permitirá desalojar los sedimentos depositados aguas arriba del azud, por lo que es necesario determinar la existencia del arrastre de las partículas. Para el diseño se calculó previamente el volumen a ser desalojado, que corresponde al área de la cola de estancamiento por el ancho de las secciones. En el anexo 22 se muestra el cálculo del volumen a través del software AutoCAD, siendo $V = 205 \text{ m}^3$. Las dimensiones y pendiente del canal estarán dadas en función del caudal cuando el embalse esté al límite de vaciado. El tiempo necesario para descargar dicho caudal será determinado a través de la ecuación del flujo bajo una compuerta, ya que el canal será regulado por este dispositivo. En la tabla 4.31 se presenta el tiempo, caudal y velocidad necesario para el vaciado de una compuerta de ancho $b = 1\text{m}$ y apertura $a = 0.5\text{m}$.

Tabla 0.31
Caudal de vaciado del embalse

t s	Y m	a m	b m	y1/a -	Cd -	Q m ³ /s	V m ³	V. Res m ³	Área m ²	Y res m	V m/s
10	1.65	0.5	1	3.3	0.55	1.56	15.65	204.35	328.66	1.60	3.13
20	1.60	0.5	1	3.2	0.55	1.54	15.42	188.9	316.76	1.55	3.08
30	1.55	0.5	1	3.1	0.55	1.52	15.18	173.8	299.18	1.50	3.04
40	1.50	0.5	1	3.0	0.55	1.49	14.93	158.8	276.96	1.45	2.99
50	1.45	0.5	1	2.9	0.55	1.47	14.66	144.2	247.96	1.39	2.93
60	1.39	0.5	1	2.8	0.55	1.44	14.36	129.8	236.26	1.33	2.87
70	1.33	0.5	1	2.7	0.55	1.40	14.04	115.8	209.40	1.26	2.81
80	1.26	0.5	1	2.5	0.55	1.37	13.68	102.1	194.72	1.19	2.74
90	1.19	0.5	1	2.4	0.54	1.31	13.06	89.0	170.74	1.12	2.61
100	1.12	0.5	1	2.2	0.54	1.26	12.63	76.4	147.93	1.03	2.53
110	0.99	0.5	1	2.0	0.54	1.19	11.90	64.5	132.18	0.90	2.38
120	0.90	0.5	1	1.8	0.53	1.11	11.14	53.3	116.67	0.80	2.23
130	0.80	0.5	1	1.6	0.53	1.05	10.53	42.8	98.42	0.70	2.11
140	0.70	0.5	1	1.4	0.52	0.96	9.64	33.2	76.65	0.57	1.93
150	0.57	0.5	1	1.1	0.51	0.86	8.56	24.6	47.0	0.39	1.71

Elaboración: Propia

Se concluye que el tiempo de vaciado necesario es de 150 segundos, con un caudal de $0.86 \text{ m}^3/\text{s}$ y una velocidad de $1.71 \text{ m}^2/\text{s}$. Considerando el caudal de descarga, la pendiente y el ancho del canal, mostrados a continuación, se

comprueba que exista transporte de sedimento en base a la velocidad existente en el canal y la tabla 4.31. De lo que se concluye que dicho elemento con $v = 2.27$ m/s podrá arrastrar hasta grava gruesa. Adicionalmente en la tabla 4.32 se justifica mediante el ábaco de Shields el arrastre máximo de partículas.

Q_{vac}	0.86	m ³ /s	→	Caudal de vaciado
bp	=	1.00	m	→ Ancho del canal de purga
I	=	0.009	m/m	→ Pendiente del canal de purga
n	=	0.015	-	→ Número de Manning para el hormigón
D	=	0.002	m	→ Tamaño máximo de partículas a remover
ν	=	1E-06	m ² /s	→ Viscosidad cinemática del agua
γ_s	=	2.7	T/m ³	→ Peso específico del sedimento
γ	=	1.0	T/m ³	→ Peso específico del agua

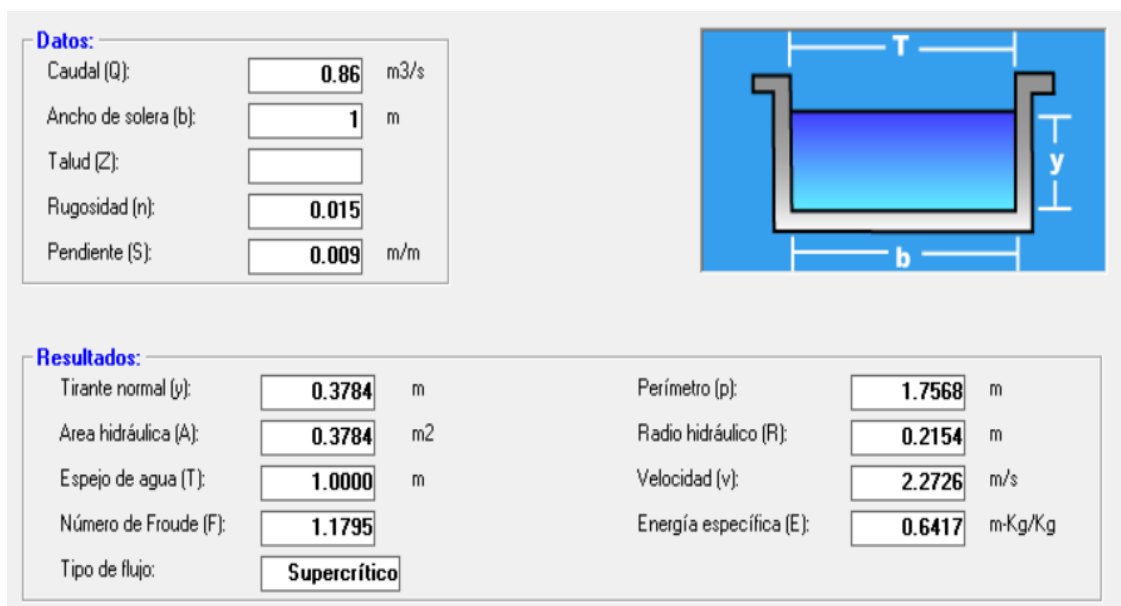


Figura 4.32 Calado y velocidad para dimensionamiento del canal de purga

Fuente: H-Canales

Elaboración: Propia

Tabla 0.32*Comprobación del movimiento en el canal de purga*

Denominación	Ecuación	Símbolo	Diseño	Unidad
Velocidad de Corte	$\mu^* = \sqrt{g * Rh * S}$	μ^*	0.14	m/s
Número de Reynolds del sedimento	$Re^* = \frac{\mu^* D_{90}}{v}$	Re^*	2394.48	-
Parámetro ASCE	$ASCE = \frac{D_{90}}{v} \sqrt{0.1 * \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) g * D_{90}}$	ASCE	3148.81	-
Parámetro de Shields	Valor de τ^* para zona turbulenta, con $Re^* > 400$	τ^*	0.056	-
Tensión al inicio del movimiento	$\tau_o = \gamma * Rh * I$	τ_o	0.0020	T/m ²
Tensión crítica	$\tau_{cr} = \tau^* ((\gamma_s - \gamma) * D)$	τ_{cr}	0.0019	T/m ²
Comprobación de movimiento	τ_o / τ_{cr}	-	1.03	-

Elaboración: Propia

Al ser la tensión al inicio del movimiento mayor a la crítica las partículas pueden ser removida, teniendo en cuenta que para diámetros superiores al del diseño se requiere limpieza manual.

4.2.3.7 Diseño del desripiador

El desripiador es el elemento contiguo a la galería de captación que tiene como propósito sedimentar las piedras que lograron ingresar por la rejilla de captación, evitando que estas lleguen al desarenador. Para dar cumplimiento al objetivo principal de este elemento la velocidad del agua dentro del mismo debe ser baja, además la configuración de este debe evitar los ángulos rectos, procurando unir las paredes mediante curvas que dirijan el material hacia la compuerta de lavado. La expulsión del sedimento retenido se lo realiza mediante una compuerta que regula el estanque formado, mismo que debe conservar la pendiente del canal de lavado y garantizar el arrastre del ripio depositado. La salida del desripiador debe constar con un vertedero sumergido que detenga las piedras y asegure la cota de agua calculada para el desarenador.

La sección inicial del desripador corresponde a 0.30 m, siendo el ancho de la galería de captación; mientras que la sección final está dada por el ancho de la zona de desarenación igual a 0.80 m, por otra parte, la pendiente de este es igual al 3%, asegurando el arrastre del sedimento de mayor tamaño $D = 0.05\text{m}$, concerniente a la separación entre barrotes seleccionado el diseño de la rejilla de captación. Como se mencionó anteriormente el final del desripador e inicio del desarenador está marcado por un vertedero que debe permanece sumergido durante la operación normal de la captación, manteniendo el nivel de agua calculado para el desarenador. Sotelo (1994), propone la ecuación 99 para el cálculo de vertedero sumergido.

$$Q = \varepsilon_d * C * b * h^{\frac{3}{2}} \quad [107]$$

Donde

Q	→	Caudal de captación
ε_d	→	Coefficiente de sumergencia
C	→	Coefficiente de descarga para vertedero sumergido
b	→	Ancho del vertedero
h	→	Carga del vertedero aguas arriba de este

El dimensionamiento del vertedero sumergido parte de la carga a la que se denominó h' que representa la altura aguas abajo del vertedero, y de la carga h que se asumirá considerando que está es mayor a la primera mencionada. A continuación, se determina el coeficiente de sumergencia ε_d , de la ecuación 99 considerando que $C = 2$, y en la figura 4.33 se comprueba que dicho valor arroje una relación $\frac{h-h'}{h}$ que mantenga el h' para el h propuesto.

$Q = 0.014 \text{ m}^3/\text{s}$	→	Caudal de captación
$h' = 0.14 \text{ m}$	→	Altura aguas abajo del vertedero
$h = 0.28 \text{ m}$	→	Carga del vertedero aguas arriba
$C = 2$	→	Coefficiente de descarga
$b = 0.8 \text{ m}$	→	Ancho del vertedero

$$0.014 = \varepsilon_d * 2 * 0.8 * 0.28^{\frac{3}{2}}$$

$$\varepsilon_d = 0.91$$

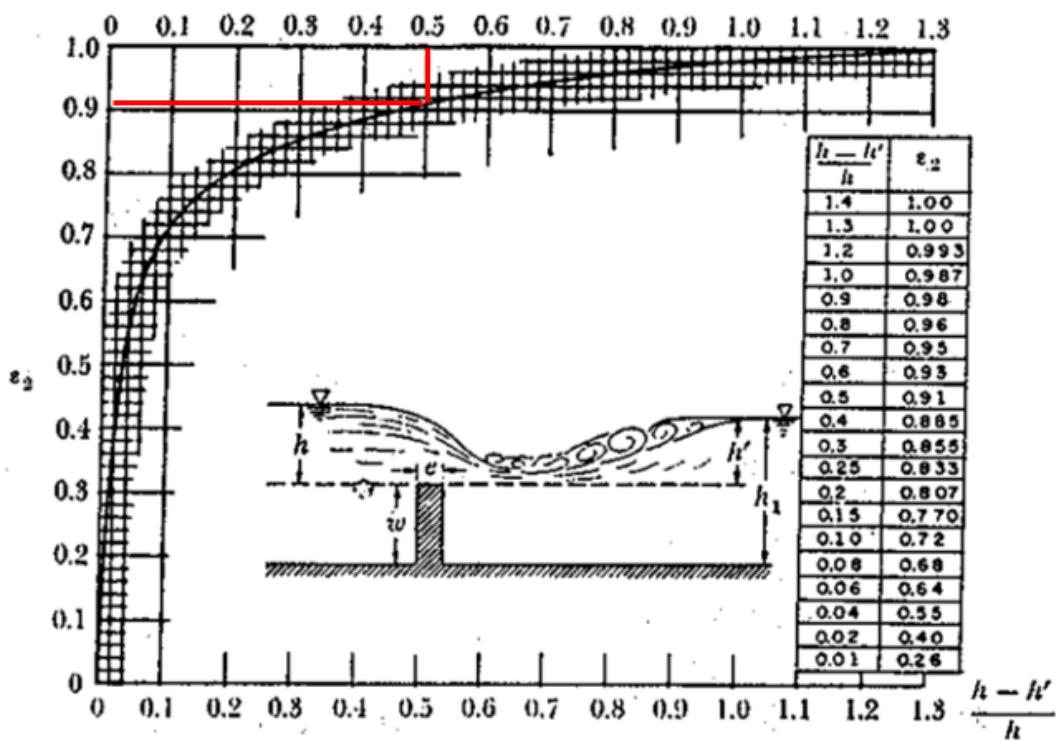


Figura 4.33 Coeficiente para vertedero de pared gruesa con descarga ahogada
 Fuente: Sotelo, 1994
 Elaboración: Propia

$$\frac{h - h'}{h} = 0.5$$

Para $h = 0.28 \text{ m}$, con la relación obtenida del ábaco igual 0.5, se obtiene un $h' = 0.14 \text{ m}$, por lo que se concluye que el vertedero se encuentra sumergido.

$$h' = h - 0.5h = 0.28 - (0.5 * 0.28) = 0.14 \text{ m}$$

En la tabla 4.33 se muestra el cálculo realizado para la obtención del caudal, tiempo y velocidad de lavado del desripador. Con una apertura de compuerta $a = 0.50 \text{ m}$ y un ancho de canal de $b = 0.30 \text{ m}$, se obtiene un tiempo de descarga de 18 segundos con un caudal de $0.17 \text{ m}^3/\text{s}$ y velocidad de 1.12 m/s .

Tabla 0.33
Caudal de vaciado del desripador

t s	Y m	a m	b m	y1/a -	Cd -	Q m ³ /s	V m ³	V. Res m ³	V m/s
1	1.07	0.5	0.3	0.6	0.41	0.41	4.91	1.00	2.75
2	1.00	0.5	0.3	0.6	0.40	0.40	4.5	0.93	2.65
3	0.93	0.5	0.3	0.6	0.38	0.38	4.1	0.86	2.56
4	0.86	0.5	0.3	0.6	0.37	0.37	3.8	0.79	2.46
5	0.79	0.5	0.3	0.6	0.36	0.36	3.4	0.73	2.37
6	0.73	0.5	0.3	0.6	0.34	0.34	3.1	0.67	2.27
7	0.67	0.5	0.3	0.6	0.33	0.33	2.7	0.61	2.18
8	0.61	0.5	0.3	0.6	0.31	0.31	2.4	0.56	2.08
9	0.56	0.5	0.3	0.6	0.30	0.30	2.1	0.51	1.99
10	0.51	0.5	0.3	0.6	0.28	0.28	1.8	0.46	1.89
11	0.46	0.5	0.3	0.6	0.27	0.27	1.6	0.41	1.79
12	0.41	0.5	0.3	0.6	0.25	0.25	1.3	0.36	1.70
13	0.36	0.5	0.3	0.6	0.24	0.24	1.1	0.32	1.60
14	0.32	0.5	0.3	0.6	0.23	0.23	0.9	0.28	1.50
15	0.28	0.5	0.3	0.6	0.21	0.21	0.6	0.24	1.41
16	0.24	0.5	0.3	0.6	0.20	0.20	0.4	0.21	1.31
17	0.21	0.5	0.3	0.6	0.18	0.18	0.3	0.18	1.21
18	0.18	0.5	0.3	0.6	0.17	0.17	0.1	0.15	1.12

Elaboración: Propia

4.2.3.8 Diseño del desarenador

El dimensionamiento del desarenador tiene como primicia determinar el diámetro de partículas que este podrá sedimentar. Generalmente en sistemas de riego la limitación de presupuesto hace que la capacidad de eliminación de la carga de sedimentos sea baja, por tanto, se decide decantar partículas hasta 1 mm (PROAGRO/ GTZ, 2010). Sin embargo, en el caso de este proyecto debido a que el caudal de aprovechamiento es pequeño, las dimensiones del desarenador no son exorbitantes, aunque permita sedimentar partículas más pequeñas. Por otra parte, se estableció dimensionar un desarenador de una cámara con canal de desvío, permitiendo un servicio ininterrumpido. El caudal de diseño tomará en cuenta un incremento del 35% considerado para condiciones de lavado (INEN - CPE, 1992). Conociendo estos antecedentes se presentan los datos generales utilizados para la determinación del área y profundidad de la cámara.

Q_{dis}	0.016 m ³ /s	→	Caudal de diseño para el desarenador
$d =$	0.4 mm	→	Diámetro a desarenar
$r =$	1.5 -	→	Relación ancho – profundidad del desarenador
$\gamma_s =$	2.7 gr/m ³	→	Peso específico del sedimento
$\gamma =$	1.0 gr/m ³	→	Peso específico del agua

Tabla 0.34
Dimensionamiento del desarenador

Denominación	Ecuación	Símbolo	Diseño	Unidad
Velocidad de decantación - Ec. Scotti - Foglieni	$w = 3,80\sqrt{d} + 8,3d$	w	0.079	m/s
Velocidad de decantación - Tabla de Arkhangelski	Anexo 23(a)	w	0.043	m/s
Velocidad de decantación - Diagrama de Selerio	Anexo 23(b)	w	0.040	m/s
Velocidad de decantación - Diagrama de Sudry	Anexo 23(c)	w	0.059	m/s
Velocidad de decantación de diseño	-	w	0.055	m/s
Velocidad horizontal de la partícula	$Vh = a * \sqrt{d}$ Para a = 44	Vh	0.28	m/s
Área de la cámara desarenadora	$A = \frac{Q_d}{Vh}$	A	0.06	m ²
Ancho de la cámara calculada	$B = \sqrt{r * A}$	B	0.29	m
Ancho asumido de la cámara	Se asume un ancho igual a 0.50m para colocar canaletas de lavado	B	0.50	m
Calado de la cámara desarenadora	$h_c = \frac{A}{B}$	hc	0.11	m
Longitud de la cámara desarenadora - Eghiazaroff	$Lc = \frac{hc * Vh}{w - w'}$ $w' = \frac{Vh}{5.7 + 2.3hc}$	Lc	4.0	m

Elaboración: Propia

Con el objetivo de incrementar el calado de la cámara desarenadora, se realiza una recalibración de varios parámetros obteniendo el siguiente

dimensionamiento para la cámara desarenadora. El diseño se acepta ya que la velocidad horizontal dentro del elemento se encuentra en el rango óptimo [0.2 – 0.5 m/s] (Xhoffer & Frerotte, 1972).

$$hc = 0.15 \text{ m}$$

$$A = hc * B = 0.15 * 0.50 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$Vh = \frac{Q}{A} = \frac{0.016}{0.075} = 0.213 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Vo = 5 * 0.5 * 0.15 = 0.38 \text{ m}^3$$

El fondo del desarenador consiste en una doble pendiente longitudinal que facilita el arrastre del sedimento a la tolva. Dicha zona acumulará el material sólido hasta que se realice la limpieza, donde conducirá las partículas al canal de limpieza transversal. La depresión de la tolva o zona de lodos h_{zl} se determina en donde alcanza la mayor profundidad, que corresponde a la ubicación del canal de limpieza, es decir a los 2/3 de la longitud de desarenación. Finalmente, el canal que desalojará el material acumulado está diseñado tomando en cuenta el tiempo necesario para vaciar el volumen del elemento (tabla 4.35), además cabe mencionar que la ecuación utilizada para la descarga será la fórmula general para orificios.

$$h_{zl} = \frac{2}{3} * I_d * Lc = \frac{2}{3} * 0.03 * 5 = 0.10 \text{ m}$$

$b_o =$	0.30 m	→	Ancho del orificio de limpieza
$h_o =$	0.10 m	→	Alto del orificio de limpieza
$C =$	0.60 -	→	Coefficiente de descarga del orificio
$a =$	0.10 -	→	Apertura de la compuerta

Al final de la zona de desarenación en contrapendiente se coloca un vertedero de descarga libre con cresta circular que permitirá el paso del agua hacia el canal contiguo. Como se mencionó en el marco teórico es importante que la velocidad de paso sobre este elemento hidráulico sea menor a 1m/s para evitar la resuspensión del sedimento ya depositado. Además de la recomendación anterior en el diseño hay que tomar en cuenta que la carga del vertedero de salida deberá ser menor o igual a 30 cm. El dimensionamiento (tabla 4.35) se basó en la ecuación

general de vertederos, considerando el coeficiente de gasto μ para cresta circular según Kramer.

Tabla 0.35

Vaciado del desarenador a través del orificio de limpieza

t s	Y m	A M	b m	Q m ³ /s	V. Des m ³	V. Res m ³	Y res m	V m/s
1	0.40	0.1	0.3	0.05	0.05	0.58	0.38	1.68
2	0.38	0.1	0.3	0.05	0.05	0.5	0.36	1.64
3	0.36	0.1	0.3	0.05	0.05	0.5	0.34	1.59
4	0.34	0.1	0.3	0.05	0.05	0.4	0.32	1.55
5	0.32	0.1	0.3	0.05	0.05	0.4	0.30	1.51
6	0.30	0.1	0.3	0.04	0.04	0.3	0.29	1.47
7	0.29	0.1	0.3	0.04	0.04	0.3	0.27	1.42
8	0.27	0.1	0.3	0.04	0.04	0.3	0.25	1.38
9	0.25	0.1	0.3	0.04	0.04	0.2	0.24	1.34
10	0.24	0.1	0.3	0.04	0.04	0.2	0.22	1.29
11	0.22	0.1	0.3	0.04	0.04	0.1	0.21	1.25
12	0.21	0.1	0.3	0.04	0.04	0.1	0.19	1.21
13	0.19	0.1	0.3	0.03	0.03	0.1	0.18	1.16
14	0.18	0.1	0.3	0.03	0.03	0.0	0.16	1.12

Elaboración: Propia

Tabla 0.36

Vertedero de salida del desarenador para $Qd = 0.016 \text{ m}^3/\text{s}$

Denominación	Ecuación	Símb	Diseño
Ancho de cresta	-	b	0.50 m
Altura del vertedero	-	w	0.10 m
Radio de curvatura de la cresta	-	r	0.1 m
Coeficiente de gasto para cresta circular	$\mu = 1,02 - \frac{1,015}{\frac{h}{r} + 2,08} + \left[0,04 \cdot \left(\frac{h}{r} + 0,19 \right)^2 + 0,0223 \right] \cdot \frac{r}{w}$	u	0.69
Coeficiente de descarga para vertederos	$C = \frac{2}{3} * \mu * \sqrt{2 * g}$	Cd	2.05
Carga sobre el vertedero	$Qd = Cd * b * h^{3/2}$	h	0.06 m
u válido para	$\frac{h}{r} \leq 4.2$	h/r	0.63
Velocidad de descarga	$V = \frac{Qd}{h * b}$	V	0.52 m/s

Elaboración: Propia

Gran parte de la eficiencia del desarenador depende de la distribución uniforme de la velocidad en las secciones transversales, por tanto, es imprescindible que la conexión entre el canal de llegada y el desarenador se de a través de una transición. Este elemento debe cumplir con tres objetivos: permitir el cambio gradual de forma o área de la sección trasversal de flujo, reducir pérdidas de energía y eliminar la formación de ondas cruzadas y generación de zonas de turbulencia. El cálculo de esta estructura parte de considerar que la energía específica a la entrada y salida de la transición debe ser igual por lo que la pérdida de carga deberá ser compensada con un escalón.

Nasdaucher (2005), menciona que existen tres formas características para transiciones con flujo subcrítico (Figura 4.34), donde la primera con curvatura simple logra recuperar hasta los 2/3 de la carga de velocidad, mientras que la segunda y tercera recuperan entre el 80 y 90% de la energía cinética simple y cuando la estructura sea tan larga que la línea que une las superficies libres al inicio y final de la transición tengan un ángulo menor o igual a 12.5° con respecto al eje del canal.

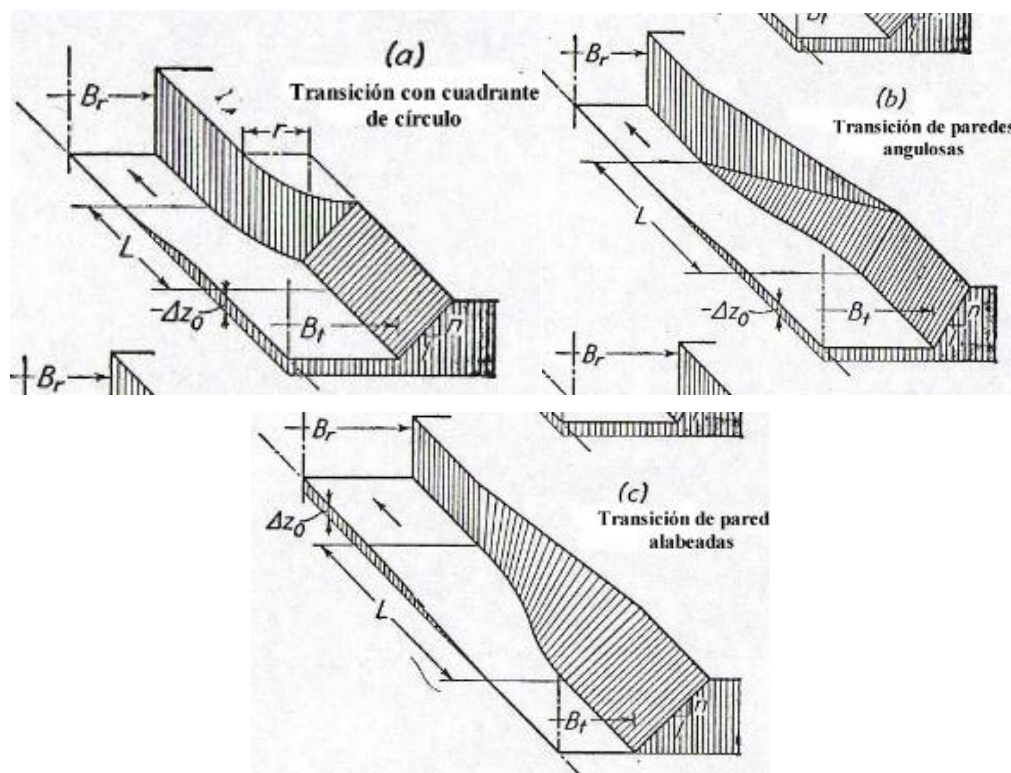


Figura 4.34 Formas características para estructuras de transición
Fuente: (Nasdaucher, 2005)

Tabla 0.37*Diseño de la transición de entrada al desarenador*

Denominación	Ecuación	Símbolo	Diseño	Unidad	Justificación
Caudal de diseño	-	Qd	0.016	m ³ /s	Caudal de entrada al desarenador
Ancho del canal de ingreso	-	B_1	0.3	m	-
Ancho del desarenador	-	B_2	0.5	m	-
Pendiente del canal de entrada	-	Io_1	0.002	m/m	-
Pendiente de la zona de uniformización	-	Io_2	0.002	m/m	Zona de uniformización antes de desarenador $L = 4y/B$
Calado Conducción de entrada	$Y_1 = \frac{1}{n} * A * Rh^{\frac{2}{3}} * Io^{1/2}$	Y_1	0.11	m	Obtenida de la ecuación de Manning, con la condición del caudal de diseño del desarenador
Calado de la zona de uniformización	$Y_2 = \frac{1}{n} * A * Rh^{\frac{2}{3}} * Io^{1/2}$	Y_2	0.07	m	Obtenida de la ecuación de Manning, con la condición del caudal de diseño del desarenador
Velocidad del canal de entrada	$V_1 = \frac{Q}{B_1 * Y_1}$	V_1	0.48	m/s	Con datos de velocidad y calado se obtiene que el canal tiene flujo subcrítico
Velocidad de la zona de uniformización	$V_2 = \frac{Q}{B_2 * Y_2}$	V_2	0.44	m/s	Con datos de velocidad y calado se obtiene que el canal tiene flujo subcrítico
Energía específica en el canal de entrada	$E_1 = Y_1 + \frac{V^2}{2 * g}$	E_1	0.12	m	-
Energía específica en la zona de uniformización	$E_2 = Y_2 + \frac{V^2}{2 * g}$	E_2	0.08	m	-
Escalón	$Z = Ho_1 - Ho_2$	Δz	0.03	m	Diferencia entre energía específica de entrada y salida
Ángulo	-	d	12.5	°	Ángulo máximo recomendado
Longitud mínima de transición	$L = \frac{B_2 - B_1}{2 * \tan \alpha}$	L	0.45	m	-
Radio de curvatura para transición alabeada en planta	$R = \frac{L}{2 * \sin 2 \alpha}$	R	0.53	m	-

Elaboración: Propia

La forma alabeada de la transición corresponde a dos arcos de círculos tangentes como se muestra en la figura 4.35. La primera mitad del elemento responderá a la ecuación 108, mientras que la segunda mitad a la Ec.109. En la figura 4.36 se indica la planta de la transición alabeada o de doble curvatura de la entrada al desarenador.

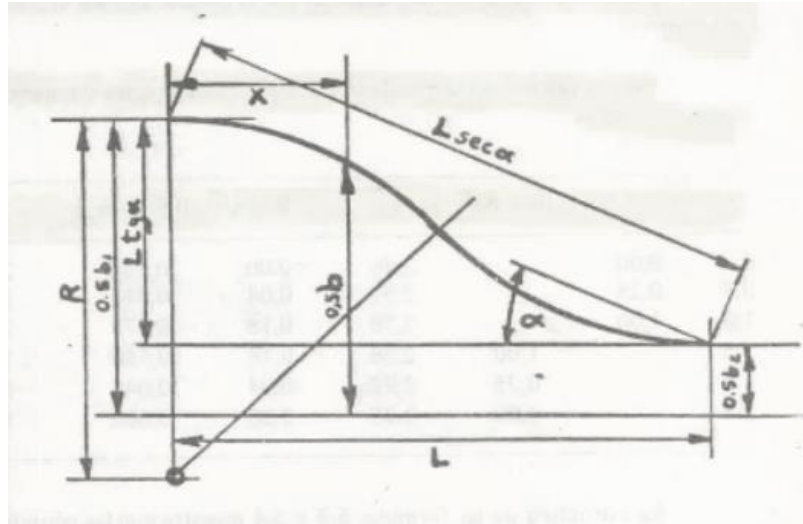


Figura 4.35 Transición alabeada o de doble curva
Fuente: (Krochin, 1986)

$$0.5(B_1 - B_2) = L * \tan \alpha - \left(R - \sqrt{R^2 - X^2} \right) \quad [108]$$

$$0.5(B_1 - B_2) = \left(R - \sqrt{R^2 - (L - X)^2} \right) \quad [109]$$

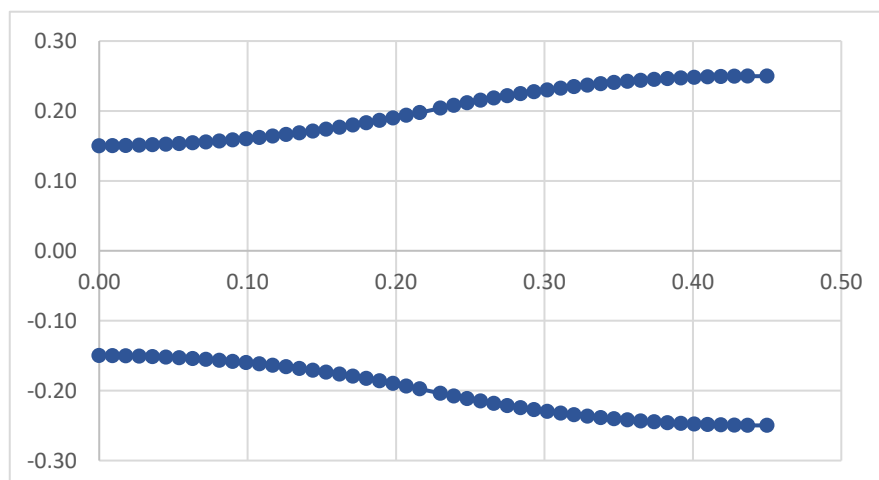


Figura 4.36 Transición de entrada al desarenador
Elaboración: Propia

Con el objetivo de brindar servicio durante la operación de limpieza de la cámara desarenadora, se diseña un canal de desvío que operará en este periodo de tiempo. La geometría del canal sigue la forma del desarenador con una pendiente del 0.002 m/m y un ancho de 0.30 m. La entrada tanto este elemento como a la transición previa al desarenador se encuentran controladas por compuertas que permitirán la regulación del caudal en la operación de limpieza. Finalmente se chequea el arrastre de sedimentos para las dimensiones dadas, concluyendo que estas son las necesarias para remover partículas hasta el $D = 0.0004 \text{ m}$, que son aquellas hasta las que puede sedimentar el desarenador.

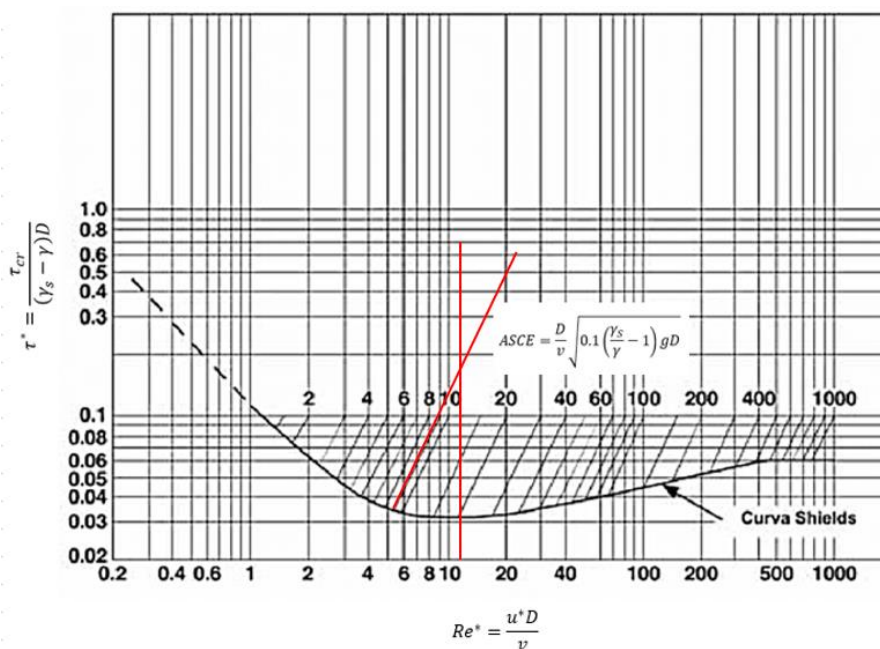


Figura 4.37 Ábaco de Shields - $t_o/t_{cr} = 1.23$
Fuente: (Chow V. , 1994)

4.2.3.9 Diseño del vertedero de excesos

Cuando el caudal captado sea superior al caudal para el que fueron diseñados los elementos, se pone en riesgo la obra, por tanto, es necesario contar con un vertedero que ayude a expulsar el exceso. Dicho vertedero estará ubicado en la pared del canal que conduce al desarenador, por lo que el caudal será evacuado de manera lateral hacia un canal que le permita el retorno a la quebrada. La cresta del aliviadero tiene la misma cota de la carga máxima del vertedero de salida del desarenador, actuando este último como sección de control y permitiendo la regulación de excedentes.

El caudal descargado por vertederos laterales está dado por la ecuación 110 en donde la única incógnita es la longitud necesaria, teniendo como restricción carga máxima sobre este de 0.30 m. El caudal de diseño del aliviadero será el caudal de máximo ingreso por la rejilla, además se considera un coeficiente $M = 2$ y la relación entre caldo inicial y final del vertedero $k = 0.89$. Asumiendo un largo de vertedero $L_{v.ex} = 0.30$ m, se obtiene una carga igual 0.15 m, por lo que se acepta este valor.

$$Q_d = C * M * L_{v.ex} * h^{\frac{2}{3}} \quad [110]$$

$$C = 0.4 * \frac{1 - k^{\frac{5}{2}}}{1 - k} = 0.92$$

$$0.033 = 0.92 * 2 * 0.30 * h^{2/3}$$

$$h = 0.15 \text{ m}$$

4.2.3.10 Diseño del tanque de carga

El tanque de carga, necesario para cambiar de tipo de flujo, se diseñó en base al caudal de aprovechamiento del proyecto, es decir para el caudal adjudicado a la Junta de regantes del Barrio Salazar Gómez $Q_d = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$. En primera instancia se determinó la sumergencia necesaria aplicando las ecuaciones 111, 112 y 113; Krochin propone que esta altura no puede ser menor a 1.0 m por tanto se asume este valor como a_3 . La h_T del tanque corresponderá a la altura para evitar la entrada de sedimentos $a_1 = 0.30 \text{ m}$, el diámetro de la tubería de presión $D = a_2 = 0.1184 \text{ m}$, la altura de sumergencia $a_3 = 1.00 \text{ m}$ y el borde libre $a_4 = 0.30 \text{ m}$.

$$V = 1.09 \text{ m/s} \rightarrow \text{Velocidad media en la tubería de presión}$$

$$Fr = 0.97 - \rightarrow \text{Número de Froude en la tubería}$$

$$a_3 > 0.5 * D * \left(\frac{V}{\sqrt{2D}} \right)^{0.55} = 0.5 * 0.1184 * \left(\frac{1.09}{\sqrt{2 * 0.1184}} \right)^{0.55} = 0.09 \text{ m} \quad [111]$$

$$a_3 = k * \frac{V^2}{2g} = 3 * \frac{1.09^2}{2 * 9.81} = 0.18 \text{ m} \quad [112]$$

$$a_3 = D * (2 * Fr + 0.5) = 0.1184 * (2 * 0.97 + 0.5) = 0.29 \text{ m} \quad [113]$$

$$h_T = 0.30 + 0.1184 + 1.00 + 0.30 = 1.7184 \text{ m}$$

$$\text{Nivel de operación} = a_1 + a_2 + a_3 = 1.4184 \text{ m}$$

El volumen mínimo requerido para el tanque de carga está descrito por la ecuación 114. Los datos de entrada necesarios para el cálculo se describen a continuación.

$$\begin{aligned}
 A &= 0.189 \text{ m}^2 && \rightarrow && \text{Área mojada del canal previo al tanque} \\
 V &= 0.63 \text{ m/s} && \rightarrow && \text{Velocidad en el canal previo al tanque} \\
 I &= 0.005 \text{ m/m} && \rightarrow && \text{Pendiente del canal previo al tanque}
 \end{aligned}$$

$$Vol = \frac{0.693 * 0.189 * 0.63^2}{0.005 * 9.81} = 0.106 \text{ m}^3 \quad [114]$$

Una vez conocido el volumen del tanque y la altura de este, sin considerar el borde libre, se calcula las dimensiones en planta. Debido a la magnitud del caudal de aprovechamiento, el ancho y largo iniciales del tanque no son prácticos, por lo que se aumenta el volumen teniendo en cuenta que el calculado anteriormente es el mínimo necesario.

$$A_{tanque} = \frac{Vol}{h} = \frac{0.106}{1.42} = 0.07 \text{ m}^2$$

$$L = B = 0.27 \text{ m}$$

$$L_{adoptado} = 1.20 \text{ m}$$

$$B_{adoptado} = 0.50 \text{ m}$$

$$Vol = 0.85 \text{ m}^3$$

El nivel de operación del tanque debe mantenerse constante durante la operación de la tubería de presión, por lo que es necesario contar con un vertedero a este nivel para desalojar el caudal sobrante. Dicho vertedero sigue el mismo procedimiento de dimensionamiento que el vertedero de excesos, tomando como caudal de diseño el de aprovechamiento. Como se resultado se obtiene un vertedero de largo igual a 0.30 m, con una altura de carga igual a 0.08 m.

$$Q_d = C * M * L_{v.ex} * h^{\frac{2}{3}}$$

$$C = 0.4 * \frac{1 - 0.9^{\frac{5}{2}}}{1 - 0.9} = 0.93$$

$$0.012 = 0.93 * 2 * 0.30 * h^{2/3}$$

$$h = 0.08 \text{ m}$$

Evitar el ingreso de material sólido a la tubería de presión es fundamental para el correcto funcionamiento de esta, por tanto, el tanque de presión está provisto por una rejilla de barrotes rectangulares con separación $b = 0.05 \text{ m}$ y ángulo de inclinación con la horizontal $\beta = 70^\circ$. La presencia de este elemento generará una pérdida de carga que estará reflejada en el nivel de operación del tanque, haciendo que este disminuya. Los parámetros de diseño y cálculo de la rejilla se explican en la tabla 4.38.

Tabla 0.38

Diseño de la rejilla de entrada al tanque de carga

Denominación	Ecuación	Símbolo	Diseño	Unidad
Caudal de diseño	-	Qd	0.012	m ³ /s
Separación del barrote	-	b	0.05	m
Ángulo de inclinación	-	β	70	°
Ancho de la rejilla	Corresponde al ancho del tanque de carga	Ar	0.5	m
Largo de la rejilla	-	Lr	0.39	m
Ancho de los barrotes	-	sb	0.0254	m
Coefficiente de reducción para barrote rectangular	Propuesto por Sotelo	Cf	2.42	-
Número de barrotes	$N = \frac{Lr + b}{b + sb}$	N	6	-
Área efectiva	$Ae = (b * Ar) * (N - 1)$	Ae	0.125	m ²
Coefficiente de reducción según Kirschmer	$K = Cf * \frac{sb^{\frac{4}{3}}}{b} * \sin \beta$	K	0.92	-
Velocidad de aproximación a la rejilla	$V = \frac{Qd}{Ae}$	V	0.096	m/s
Pérdida de carga	$hf = K * \frac{V^2}{2 * g}$	hf	4	mm

Elaboración: Propia

En el punto más profundo del tanque se coloca una compuerta de lavado que operará durante la limpieza. El diseño de esta sigue el procedimiento utilizado en el orificio de limpieza del desarenador.

$b_o =$	0.30 m	→	Ancho del orificio de limpieza
$C =$	0.60 -	→	Coficiente de descarga del orificio
$a =$	0.20 -	→	Apertura de la compuerta

Tabla 0.39*Vaciado del tanque de carga*

t	Y.orf	a	b	Cd	Q	V. Des	V. Res	Área	Y.res	V
s	m	m	m	-	m³/s	m³	m³	m²	m	m²/s
1	1.42	0.2	0.3	0.6	0.19	0.19	0.66	0.60	1.10	3.17
2	1.10	0.2	0.3	0.6	0.17	0.17	0.5	0.60	0.82	2.79
3	0.82	0.2	0.3	0.6	0.14	0.14	0.3	0.60	0.58	2.41
4	0.58	0.2	0.3	0.6	0.12	0.12	0.2	0.60	0.38	2.03
5	0.38	0.2	0.3	0.6	0.10	0.10	0.1	0.60	0.22	1.64
6	0.22	0.2	0.3	0.6	0.07	0.07	0.1	0.60	0.09	1.23
7	0.09	0.2	0.3	0.6	0.05	0.05	0.0	0.60	0.01	0.81

Elaboración: Propia

4.2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

4.2.4.1 Método de diseño

Las estructuras de hormigón están diseñadas por el método de última resistencia, que tiene en cuenta factores de amplificación para las cargas a las que está sometida la estructura, y factores de reducción a la resistencia especificada del material. Los elementos se diseñan mediante los métodos descritos por las normas, ACI 318-19 y NEC-2015, las cargas a utilizarse son las siguientes:

- D → Carga muerta debido al peso propio de la estructura
- F → Carga ejercida por la presión del fluido
- H → Carga producida por el empuje de tierras
- L → Carga viva producida por elementos temporales sobre la estructura
- E → Cargas sísmicas

Dentro de la carga debido a la presión del fluido se incluye la sobrecarga producida por el sismo sobre el mismo y las presiones sobre el azud, dentro de las cargas por empuje de tierras se incluye presiones por enrocado y azolves, las cargas sísmicas se obtienen de un análisis pseudoestático como recomienda la NEC-2015. A las cargas mencionadas se les debe adicionar los factores de amplificación y reducción generándose varias combinaciones de carga que se detallan en la tabla 4.40.

Tabla 0.40*Combinaciones de cargas para la resistencia última de diseño*

Número	Combinaciones
1	$1.4(D + F)$
2	$1.2(D + F) + 1.6(L + H)$
3	$1.2(D + F) + L$
4	$1.2(D + F) + 1.6H + L$
5	$1.2(D + F) + E + 1.6H + L$
6	$0.9D + 1.2F + 1.6H$
7	$0.9D + 1.2F + E + 1.6H$

Fuente: ACI 318-19

Cabe mencionar que para estructuras en contacto directo con el agua la American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 7) recomienda un factor hidráulico H_f igual a 1.3 adicional en todas las cargas excepto en la sísmica. Adicionalmente se debe considerar el coeficiente de reducción de resistencia Φ que para análisis de corte es igual a 0.85 y 0.9 para elementos sometidos a flexión.

En lo referente a material la (NEC, 2014), recomienda un hormigón con resistencia a la compresión a los 7 días mínimo 28 MPa, con una relación agua-cemento igual a 0.5 para estructuras en contacto directo con agua. El hormigón reforzado está compuesto de los siguientes elementos y debe cumplir las siguientes especificaciones técnicas:

Cemento: Para la fabricación de hormigón en obra, el cemento empleado debe ser Portland tipo I o II, según especificaciones de la norma ATM C 150. La cantidad de cemento debe estar de acuerdo con la dosificación requerida para la resistencia del hormigón y no debe sobrepasar la relación agua cemento indicada.

Agregados: Los materiales deben cumplir los requisitos de calidad establecidos en la norma ATM C-33 para agregado fino y grueso, el tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser mayor a 3/4" o 19 mm, y depende del espesor de pared del elemento a ser construido.

Aditivos: Durante la fabricación de hormigón se recomienda utilizar aditivos que cumplen dos objetivos, primero reducir el volumen de agua que se coloca en la mezcla y acelerar el proceso de fraguado del hormigón, los aditivos a utilizarse

deben cumplir las normas ASTM C-494 y ASTM C-260 y la cantidad depende de la dosificación requerida para la resistencia del hormigón.

Agua: El agua debe ser libre de materia orgánica, no se recomienda utilizar el agua de la quebrada por su alto contenido de componentes físicos, químicos y orgánicos.

Acero de refuerzo: El acero debe ser de varillas corrugadas con una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm² y resistencia última de tracción 6300 kg/cm². Los diámetros de varillas diseñados y pesos deben cumplir la norma ASTM A-615.

4.2.4.2 Estabilidad del azud

El azud debe cumplir con los criterios de estabilidad teniendo en cuenta que está diseñado como un muro de gravedad, constituido por hormigón ciclópeo 40% de piedra y 60% hormigón, donde la piedra debe ser canto rodado de diámetro nominal igual a 30 cm. El azud fue diseñado para un caudal de crecida igual a 10.8 m³/s y tiene las dimensiones indicadas en la figura 4.38.

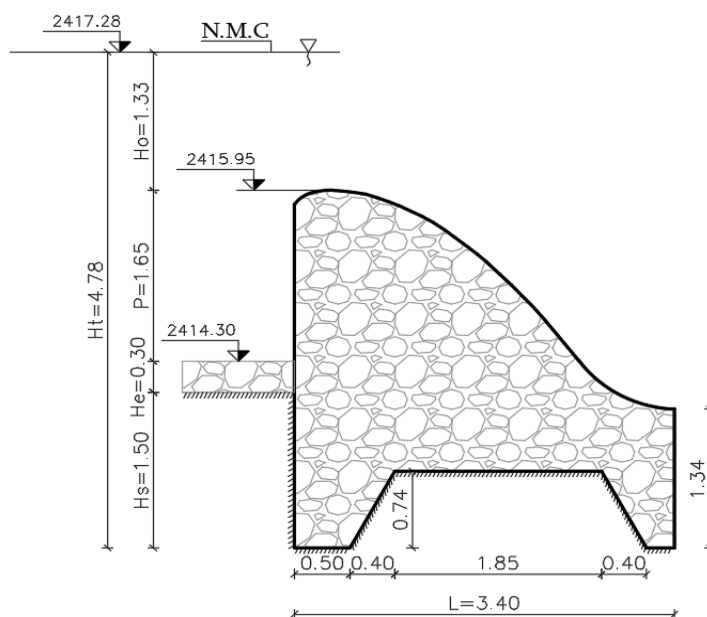


Figura 4.38 Dimensiones del azud
Elaboración: Propia

Las fuerzas que actúan sobre el azud se las calcula con las ecuaciones descritas en el capítulo 2, sin embargo, el análisis de la subpresión merece un análisis más amplio ya que junto al peso propio y la presión hidrostática son las que determinan la estabilidad del azud. La subpresión es una fuerza ascendente que se generan por la infiltración de agua bajo la presa y produce un efecto denominado

flotabilidad, que afecta a la estabilidad de la estructura. En la figura 4.39 se muestra una red de flujo típica, con los componentes necesarios para estimar la subpresión a partir de la ecuación

$$\frac{(P_1)}{\gamma} = (h - \Delta h) - z_1 \quad [115]$$

Donde:

- P_1 → Subpresión en determinado punto (1)
- h → Variación de nivel entre la cota de entrada y salida
- Δh → Caída de carga (h/Nd)
- Z_1 → Posición del punto (1) respecto al nivel de referencia AB

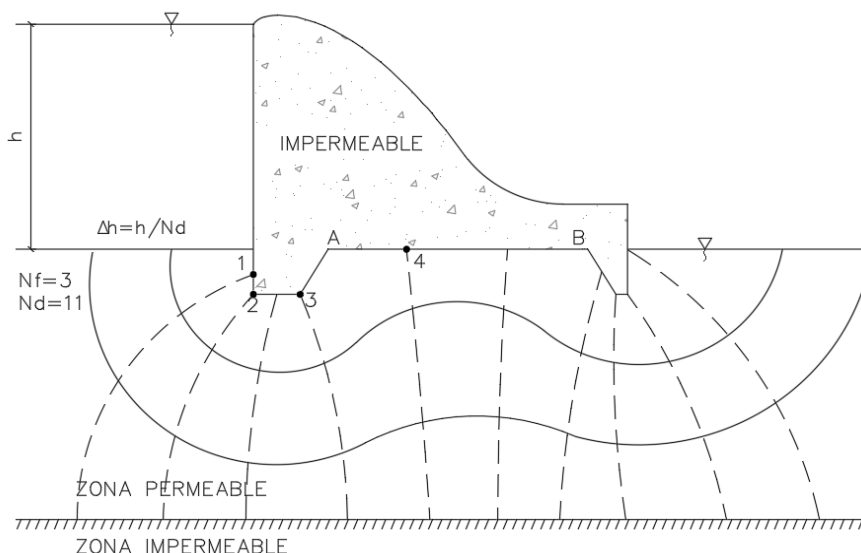


Figura 4.39 Red de flujo típica en una presa
Elaboración: Propia

La red de flujo se obtuvo con la ayuda del paquete computacional Geostudio, que realiza un análisis de elementos finitos y permite calcular caudal, velocidad de infiltración y subpresión bajo estructuras. Los resultados fueron obtenidos suponiendo que el material del que está constituido el azud y el cuenco dissipador es totalmente permeable y el estrato impermeable se encuentra a 6 m de profundidad bajo la superficie como es típico en suelos tipo cangahua (Vera & López, 1992). Además, se considera que: se tiene una carga aguas arriba del azud igual a 2.98 m tomada desde el nivel del enrocado, una carga igual a 1.77 m en el enrocado y un coeficiente de permeabilidad $k=2.0 \times 10^{-6}$ cm/s, sugerido por

Krochin para suelos arcillosos con alta permeabilidad. En las figuras 4.40 y 4.41 se muestra los resultados respecto al caudal de infiltración y red de flujo.

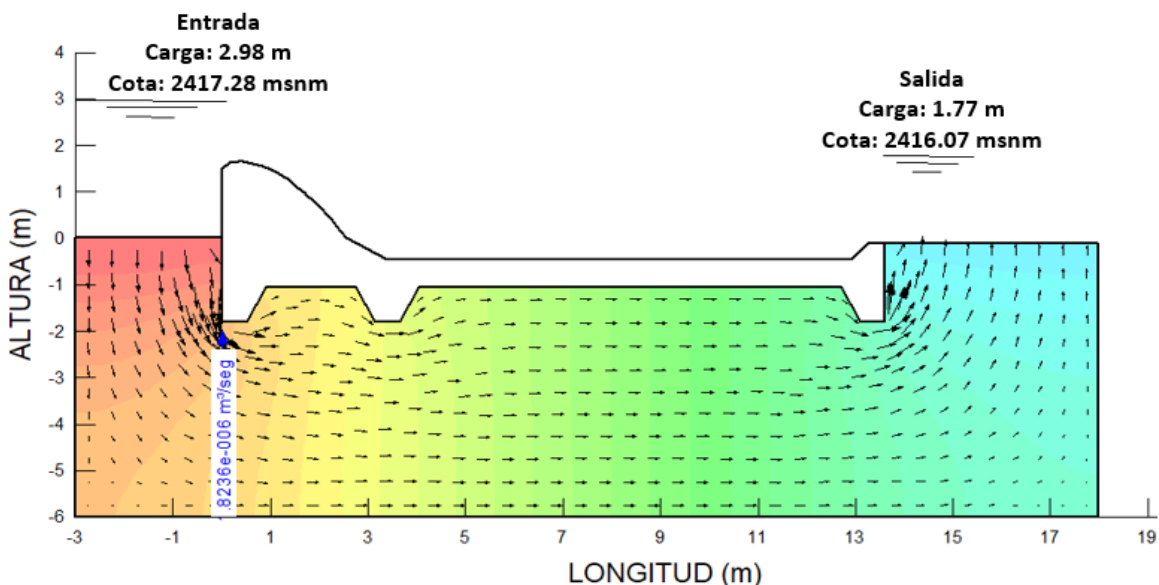


Figura 4.40 Caudal de infiltración bajo el vertedero y el cuenco de disipación
Elaboración: Propia

El caudal de infiltración es igual a $8.236 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ por metro de ancho, por lo que, al multiplicarlo por el espacio transversal ocupado por el azud $B = 3 \text{ m}$, el caudal total es igual a $2.471 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$. Esta tasa de flujo se considera insignificante comparado con el caudal de captación $Q_d = 0.0144 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo igual al 0.01% de este.

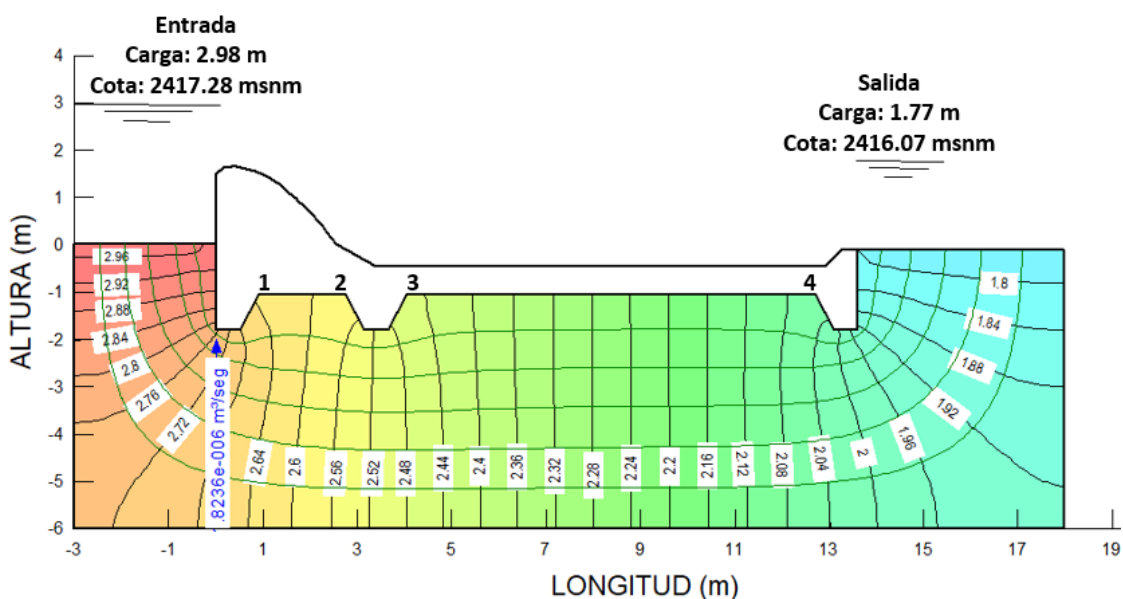


Figura 4.41 Red de flujo bajo el vertedero y el cuenco de disipación
Elaboración: Propia

En la tabla 4.41 se presenta el resultado de las subpresiones calculadas en los puntos representativos del vertedero y del cuenco, con número de canales $Nf = 6$, número de caídas equipotenciales $Nd = 31$ y $h = 0.039$ m. Teniendo en cuenta el origen de coordenadas (0,0) como nivel de referencia, se obtienen el diagrama de presiones bajo el azud y el cuenco disipador como se observa en la figura 4.42. La fuerza resultante corresponde al área multiplicada por el peso específico del agua bajo el azud y el cuenco obteniendo presiones de 3.87 T/m y 14.23 T/m respectivamente.

Tabla 0.41

Cálculo de carga de presión sobre el azud y el cuenco disipador

Punto	Caídas equipotenciales	Δh	Δh_{total}	$h - \Delta h_{total}$	carga de posición	Carga de Presión
1	9	0.0390	0.36	0.85	-1.062	1.91
2	11	0.0390	0.41	0.80	-1.062	1.86
3	13	0.0390	0.50	0.71	-1.062	1.77
4	22	0.0390	0.84	0.37	-1.062	1.43

Elaboración: Propia

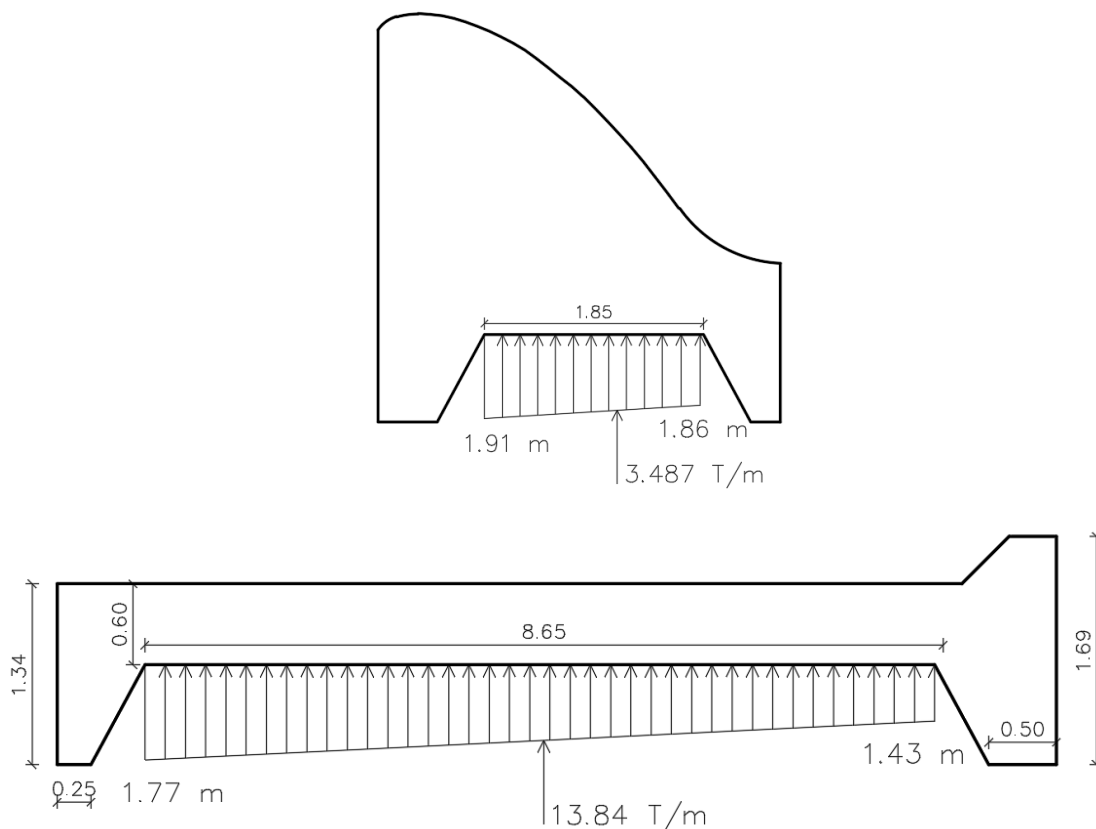


Figura 4.42 Diagrama de presiones bajo el azud y cuenco disipador
Elaboración: Propia

En la tabla 4.42, se observan los datos, coeficientes y factores que definen las ecuaciones para el cálculo de las fuerzas actuantes sobre el vertedero, y corresponden a características propias de los materiales de construcción, suelo, agua y factores de amplificación sísmica sobre el azud y el agua.

Tabla 0.42

Datos de coeficientes y factores de las ecuaciones

Denominación	Símbolo	Cantidad	Unidad	Justificación
Peso específico del suelo	γ_s	1600	Kg/m ³	Corresponde a un suelo arcilloso
Angulo de fricción interna del suelo	ϕ	28	°	
Peso específico del agua	γ_w	1000	Kg/m ³	-
Peso específico de piedra bola	γ_r	1700	Kg/m ³	-
Peso específico del hormigón ciclópeo	γ_{hc}	2500	Kg/m ³	60% hormigón, 40% piedra
Capacidad de carga del suelo	C_c	18000	Kg/m ²	
Coeficiente de presión activa	K_a	0.36	s. u.	$ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$
Ancho del azud	B	3.0	m	Dimensiones del vertedero
Área del azud	A	6.20	m ²	
Factor de zona	Z	0.4	s. u.	
Factor de importancia	I	1	s. u.	
Coeficiente de amplificación del suelo	F_a	1.2	s. u.	Factores dados por la NEC para el cálculo de fuerza sísmica
Relación de amplificación espectral depende del lugar	η	2.48	s. u.	
Factor de reducción de respuesta	R	8.0	s. u.	
Aceleración del sismo	S_a	0.6	g	Para periodo fundamental menor a 0.1 s Término dado por la USBR para presas de paramento vertical
Coeficiente de Presión	C	0.68	s. u.	
Presión hidrostática en el fondo	F_1	1330.0	Kg/m ²	$F_1 = \gamma_a * H_o$
Presión hidrostática en la cresta del vertedero	F_2	2980.0	Kg/m ²	$F_2 = \gamma_a * (P + H_o)$
Área del diagrama de subpresiones	Adp	3.487	m ²	Obtenido gráficamente

Elaboración: Propia

Las fuerzas resultantes obtenidas en kg/m se presentan en la tabla 4.43, cabe mencionar que este valor puede ser multiplicado por el ancho del azud, sin embargo, al ser un valor constante puede omitirse ya que al realizar el análisis de estabilidad se simplifica dicho valor. Las fuerzas sobre el azud se observan en la

figura 4.57, con respecto al punto O que es el nivel de referencia para el análisis de estabilidad al volcamiento.

Tabla 0.43

Resultado de las fuerzas actuantes sobre el vertedero

Denomin.	Símb.	Ecuación	Diseño	Unidad	Justificación
Peso del azud	W	$W = A * \gamma h$	17725.0	Kg/m	-
Fuerza sísmica horizontal	Eh	$Eh = \frac{\eta * Z * Fa * I * W}{R}$	2637.50	Kg/m	Dada por la NEC y el ACI
Fuerza sísmica vertical	Ev	$Ev = \frac{2 * Eh}{3}$	1758.30	Kg/m	Recomendado en Diseño de Presas pequeñas
Fuerza Hidrostática	Pw	$Pw = \left(\frac{F_1 + F_2}{2}\right) * P$	3555.80	Kg/m	Resultante de la presión hidrostática
Fuerza por el enrocado	Pp	$Pp = \frac{1}{2} * \gamma r * He^2$	76.50	Kg/m	-
Fuerza activa del suelo	Pa	$Pa = \frac{1}{2} * \gamma s * Hs^2 * Ka$	649.90	Kg/m	-
Subpresión	Sp	$Sp = Adp * \gamma a$	3487.0	Kg/m	Obtenido en el diagrama de presiones
Fuerza reductora de presión	$R1$	$R1 = 19.2 * Ho^2$	33.96	Kg/m	Dado por Sotelo en diseño hidráulico de estructuras 1992
Fuerza de presión vertical	$R2$	$R2 = 11.2 * Ho^2$	19.81	Kg/m	
Fuerza de presión horizontal	$R3$	$R3 = 8.9 * Ho^2$	15.74	Kg/m	
Fuerza por sismos en el agua	Ve	$Ve = 0.726 * Pe * (P + Ho)$	328.90	Kg/m	Ecuaciones para determinar las fuerzas ocasionadas por sismos sobre el agua
Aumento de la presión de agua	Pe	$Pe = \frac{C * \gamma a * Sa * Ht}{g}$	152.02	Kg/m ²	
Momento producido por la fuerza sísmica	Me	$Me = 0.299 * Pe * (P + Ho)^2$	403.66	Kg-m	

Elaboración: Propia

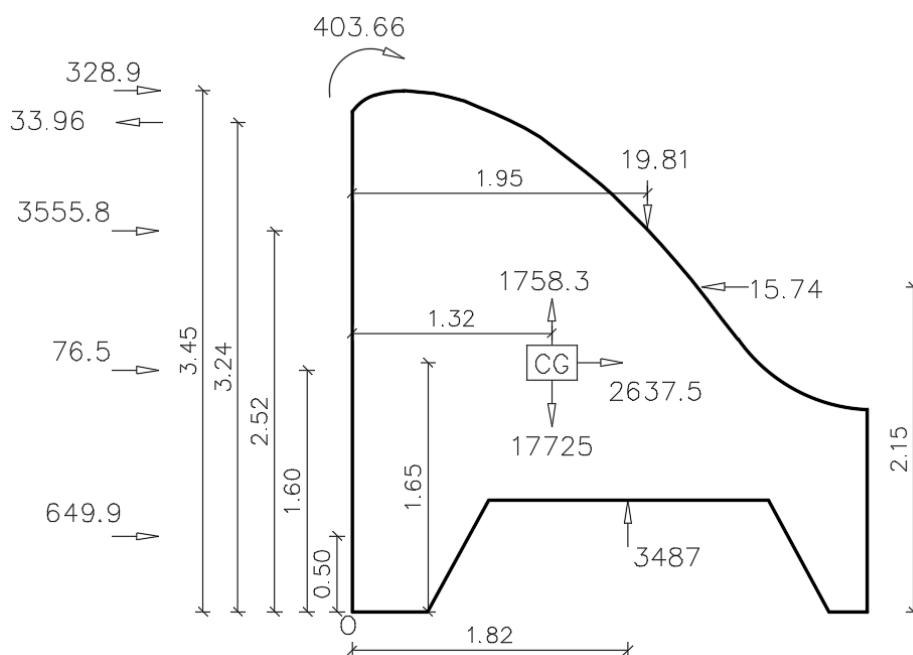


Figura 4.43 Resultante de las fuerzas sobre el vertedero y su posición respecto a O
Elaboración: Propia

Análisis del deslizamiento

$$\frac{\text{Fuerzas Equilibrantes}}{\text{Fuerzas Deslizantes}} > 1.50$$

$$\text{Fuerzas Equilibrantes} = \sum \text{Fuerzas Verticales}$$

$$\text{Fuerzas Equilibrantes} = 17725 + 19.81 - 3487 - 1758.3 = \mathbf{12499.5 \text{ Kg}}$$

$$\text{Fuerzas Deslizantes} = \sum \text{Fuerzas Horizontales}$$

$$\text{Fuerzas Deslizantes} = 328.9 + 3555.8 + 76.5 + 649.9 + 2637.5 - 33.96 - 15.74$$

$$\text{Fuerzas Deslizantes} = \mathbf{7198.8 \text{ Kg}}$$

$$\frac{12499.5 \text{ Kg}}{7198.8 \text{ Kg}} = 1.74 > 1.50 \quad \text{cumple}$$

Análisis del volcamiento

$$\frac{\text{Momentos Equilibrantes}}{\text{Momentos Desequilibrantes}} > 2$$

Se consideran: como punto de equilibrio el punto O y como momentos equilibrantes los que actúan en la misma dirección del peso propio del azud; es decir las fuerzas que generan un giro horario son equilibrantes y las que generen un giro antihorario momentos desequilibrantes.

Momentos Equilibrantes

$$\begin{aligned}
 &= (17725 * 1.32) + (19.81 * 1.95) + (2637.5 * 1.65) + (328.9 * 3.45) \\
 &+ (3555.8 * 2.52) + (76.5 * 1.60) + (649.9 * 0.5) + 403.66 \\
 &= \mathbf{38733.63 \text{ Kg} - m}
 \end{aligned}$$

Momentos Desequilibrantes

$$\begin{aligned}
 &= (33.96 * 3.24) + (15.74 * 2.15) + (1758.3 * 1.32) + (3487 * 1.82) \\
 &= \mathbf{8811.10 \text{ Kg} - m}
 \end{aligned}$$

$$\frac{38733.63 \text{ Kg} - m}{8811.10 \text{ Kg} - m} = 4.4 > 2 \quad \text{Cumple}$$

Análisis de la flotabilidad

$$\frac{\text{Fuerzas Equilibrantes}}{\text{Fuerzas Desequilibrantes}} > 1.25$$

$$\text{Fuerzas Equilibrantes} = \sum \text{Fuerzas Verticales en direccion del peso}$$

$$\text{Fuerzas Equilibrantes} = 17725 + 19.81 = \mathbf{17744.81 \text{ Kg}}$$

$$\text{Fuerzas Deslizantes} = \sum \text{Fuerzas Verticales en direccion de la subpresion}$$

$$\text{Fuerzas Desequilibrantes} = 3487 + 1758.3 = \mathbf{5245.30 \text{ Kg}}$$

$$\frac{17744.81 \text{ Kg}}{5245.30 \text{ Kg}} = 3.4 > 1.25 \quad \text{cumple}$$

Análisis del Hundimiento

$$q_{\text{azud}} = \frac{\sum F_{\text{verticales}}}{L} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right)$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\sum M_{\text{equilibrantes}} - \sum M_{\text{desequilibrantes}}}{\sum F_{\text{verticales}}} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{4}{2} - \frac{38733.63 - 8811.10}{12499.49} = 0.39 < 0.56 \quad \text{cumple}$$

$$q_{azud} = \frac{12499.49}{3.4 * 3} * \left(1 + \frac{6 * 0.39}{3.4}\right)$$

$$q_{azud} = 2077.62 \text{ Kg/m}^2$$

Se observa que el vertedero cumple con los factores de seguridad ante posibles fallas. En el análisis por hundimiento la carga que el vertedero ejerce sobre el suelo es menor que la capacidad de carga de este por lo que la estabilidad del azud está garantizada con la geometría y dimensiones seleccionadas. El espesor del cuenco disipador de energía se lo calcula teniendo en cuenta que la subpresión no produce un efecto de flotabilidad sobre el elemento. La ecuación 116 toma en cuenta esta condición con un factor de seguridad de 1.33, siendo mayor al 1.25 recomendado, por lo que el espesor que se obtiene cumple con la condición de equilibrio.

$$e = \frac{4}{3} * \frac{Sp}{\gamma h} \quad [116]$$

$$e = \frac{4}{3} * \frac{1430}{2500} = 0.57 \text{ m} \approx 0.60 \text{ m}$$

$$\frac{\text{Peso del cuenco disipador}}{\text{Subpresion total}} > 1.25$$

$$\frac{2500 * 7.2}{13840} = 1.31 > 1.25 \quad \text{cumple}$$

4.2.4.3 Diseño del muro de ala y muro de protección en voladizo

Las obras de protección serán diseñadas como muros en voladizo, que soportan las cargas que descritas en la figura 4.44, las dimensiones de los elementos del muro se estimaron según describe (Das, 2001), y se indican en la tabla 4.44.

En gran parte los coeficientes y factores de las ecuaciones para el diseño de muros son iguales que los considerados para el vertedero, a continuación, se detallan los valores adicionales a considerarse.

Tabla 0.45

Factores y coeficientes considerados para calcular las fuerzas resultantes sobre el muro

Denominación	Símbolo	Cantidad	Unidad	Justificación
Peso específico del hormigón	γ_h	2400	Kg/m ³	-
Angulo de inclinación del talud	Θ	13	°	-
Resistencia del hormigón	f'_c	300	Kg/m ²	-
Resistencia de fluencia del acero	f_y	4200	Kg/m ²	-
Recubrimiento mínimo en superficies en contacto con suelo y agua	r_{min}	7.5	cm	Recomendado en el ACI 318 y NEC 2015
Área del muro	A_m	3.18	m ²	-
Área del suelo sobre el talón	A_s	7.06	m ²	-
Área de agua sobre la punta	A_a	2.98	m ²	-
Área del enrocado sobre la punta	A_p	0.30	m ²	-
Altura de enrocado	H_e	0.30	m	-
Altura del agua	H_a	2.98	m	-
Coeficiente pasivo del suelo	K_p	2.77	s. u.	$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$

Elaboración: Propia

Las fuerzas resultantes se detallan en la tabla 4.46, donde las unidades están en Kg/m ya que el análisis se lo realiza para 1 m de ancho de muro.

Tabla 0.46
Fuerzas resultantes que actúan sobre el muro

Denominación	Símb.	Ecuación	Diseño	Unidad	Justificación
Peso del suelo sobre el talón	W_s	$W_s = A_s * \gamma_s$	11296.0	Kg/m	
Peso del agua sobre la punta	W_a	$W_a = A_a * \gamma_a$	2980.00	Kg/m	
Peso del enrocado sobre la punta	W_p	$W_p = A_p * \gamma_p$	510.00	Kg/m	Peso sobre la punta
Peso del muro	W_m	$W_m = A_m * \gamma_h$	7632.0	Kg/m	
Peso del suelo sobre la punta	W_{sp}	$W_{sp} = A_{sp} * \gamma_s$	800.0	Kg/m	
Presión activa del suelo	P_a	$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * K_a$	6379.59	Kg/m	
Presión pasiva del suelo	P_p	$P_p = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * K_p$	2215.86	Kg/m	Suelo que se encuentra sobre la punta
Presión activa vertical	P_{av}	$P_{av} = P_a * \text{seno}(\theta)$	1435.10	Kg/m	θ ángulo de inclinación del talud
Presión activa horizontal	P_{ah}	$P_{ah} = P_a * \text{cos}(\theta)$	6216.08	Kg/m	
Fuerza hidrostática del agua	P_w	$P_w = \frac{1}{2} * \gamma_a * H_a^2$	4440.20	Kg/m	
Fuerza producida por el enrocado	P_e	$P_e = \frac{1}{2} * \gamma_p * H_e^2$	76.50	Kg/m	Fuerza sobre la pantalla
Fuerza sísmica horizontal	E_h	$\frac{\eta * Z * F_a * I * W_m}{R}$	1135.64	Kg/m	Fuerzas sísmicas en el centro de gravedad
Fuerza sísmica vertical	E_v	$E_v = \frac{2 * E_h}{3}$	757.09	Kg/m	
Fuerza del agua producida por sismos	V_e	$V_e = 0.726 * P_e * H_a$	323.39	Kg/m	Ecuaciones para determinar las fuerzas ocasionadas por sismos sobre el agua
Aumento de la presión de agua	P_e	$P_e = \frac{C * \gamma_a * S_a * H}{g}$	396.91	Kg/m ²	
Momento de la fuerza del agua producida por sismos	M_e	$M_e = 0.299 * P_e * H_a^2$	396.91	Kg-m	

Elaboración: Propia

La posición respecto al punto O de cada fuerza resultante necesaria para calcular los momentos en el análisis de volcamiento se muestran en la figura 4.45.

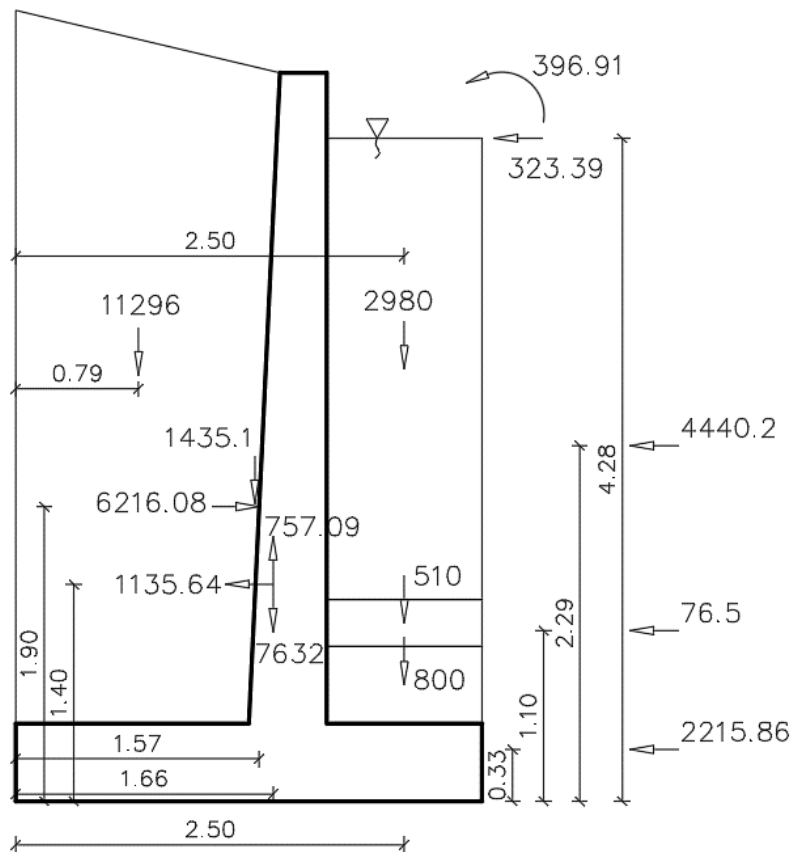


Figura 4.45 Resultante de las fuerzas actuantes sobre los muros de protección
Elaboración: Propia

Análisis del deslizamiento

$$\frac{\text{Fuerzas Equilibrantes}}{\text{Fuerzas Deslizantes}} > 1.50$$

$$\text{Fuerzas Equilibrantes} = \sum \text{Fuerzas Verticales}$$

$$\text{Fuerzas Equilibrantes} = 11296 + 2980 + 510 + 7632 + 800 + 1435.1 - 757.09$$

$$\text{Fuerzas Equilibrantes} = \mathbf{23896.0 \text{ Kg}}$$

$$\text{Fuerzas Deslizantes} = \sum \text{Fuerzas Horizontales}$$

$$\text{Fuerzas Deslizantes} = 2215.86 + 76.50 + 4440.2 + 323.39 + 1135.64 - 6216.08$$

$$\text{Fuerzas Deslizantes} = \mathbf{1975.52 \text{ Kg}}$$

$$\frac{\mathbf{23896.0 \text{ Kg}}}{\mathbf{1975.52 \text{ Kg}}} = \mathbf{12.1} > \mathbf{1.50} \quad \text{cumple}$$

Análisis del volcamiento

$$\frac{\text{Momentos Equilibrantes}}{\text{Momentos Desequilibrantes}} > 2$$

Momentos Equilibrantes

$$\begin{aligned} &= (11296 * 0.79) + (2980 * 2.50) + (510 * 2.50) + (7632 * 1.66) \\ &+ (800 * 2.50) + (1435.1 * 1.57) + (6216.08 * 1.90) \\ &= \mathbf{40789.04 \text{ Kg} - m} \end{aligned}$$

Momentos Desequilibrantes

$$\begin{aligned} &= (2215.86 * 0.33) + (4440.2 * 2.29) + (76.5 * 1.10) + (1135.64 * 1.4) \\ &+ (757.09 * 1.66) + (323.39 * 4.28) + 396.91 = \mathbf{15611.16 \text{ Kg} - m} \end{aligned}$$

$$\frac{\mathbf{40789.04 \text{ Kg} - m}}{\mathbf{15611.16 \text{ Kg} - m}} = \mathbf{2.62 > 2 \quad cumple}$$

Análisis del Hundimiento

$$q_{\text{punta} - \text{talón}} = \frac{\sum F_{\text{verticales}}}{B * L} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{\text{equilibrantes}} - \sum M_{\text{desequilibrantes}}}{\sum F_{\text{verticales}}} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{3}{2} - \frac{40789.04 - 15611.16}{23896.0} = 0.43 < 0.5 \quad \text{cumple}$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{23896.0}{3 * 1} * \left(1 + \frac{6 * 0.43}{3}\right) = \mathbf{15050.66 \text{ Kg/m}^2}$$

$$q_{\text{talón}} = \frac{23896.0}{3 * 1} * \left(1 - \frac{6 * 0.43}{3}\right) = \mathbf{1089.84 \text{ Kg/m}^2}$$

Se concluye que el muro es estable ya que cumple con los factores de seguridad ante las posibles fallas, además la capacidad del suelo es suficiente para soportar la carga que ejerce dicho elemento.

El diseño del refuerzo del muro se realizó con el paquete computacional SAP 2000, escogiendo la combinación de cargas más crítica. Para los elementos sometidos a corte la combinación 5 resulta ser la más exigente, en la figura 4.46 se observa los resultados de la modelación donde se tienen esfuerzos cortantes tanto

positivo como negativo con un valor de $V_u (\pm) = 26021.05 \text{ Kg}$, que debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u \leq \Phi * V_n$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

- $f'c$ → Resistencia a la compresión del hormigón (Kg/cm^2)
- b → ancho de la pantalla (cm)
- d → espesor de la pantalla menos el recubrimiento del acero (cm)
- Φ → Factor de reducción de cortante (0.85)

$$V_n = 0.53 * \sqrt{300} * 100 * 42.5$$

$$V_n = 39014.44 \text{ Kg/m}$$

$$V_u \leq \Phi * V_n$$

$$26021.05 \leq 0.85 * 39014.44$$

$$\mathbf{26021.05 \leq 17556.5 \text{ Cumple}}$$

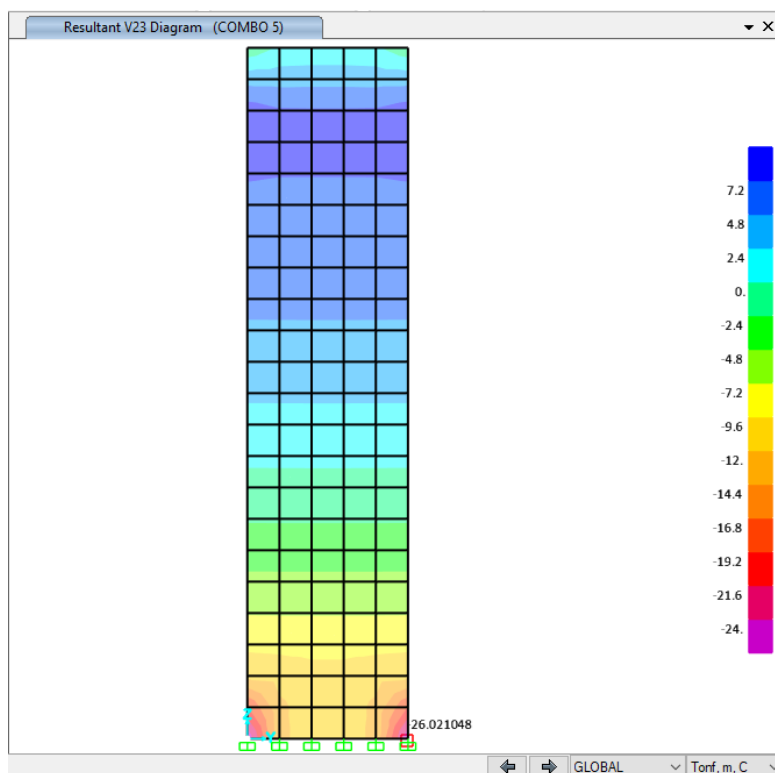


Figura 4.46 Diagrama de esfuerzos cortantes en la pantalla del muro
Elaboración: Propia

De igual manera el momento ultimo de diseño se obtiene del programa computacional. La condición más crítica se presenta con la combinación de carga número 5, el resultado de la modelación se presenta en la figura 4.47, donde el momento ultimo máximo positivo es $Mu(x) = 13.01 \text{ T-m}$, valor con el que se realiza el cálculo del acero de refuerzo de la pantalla.

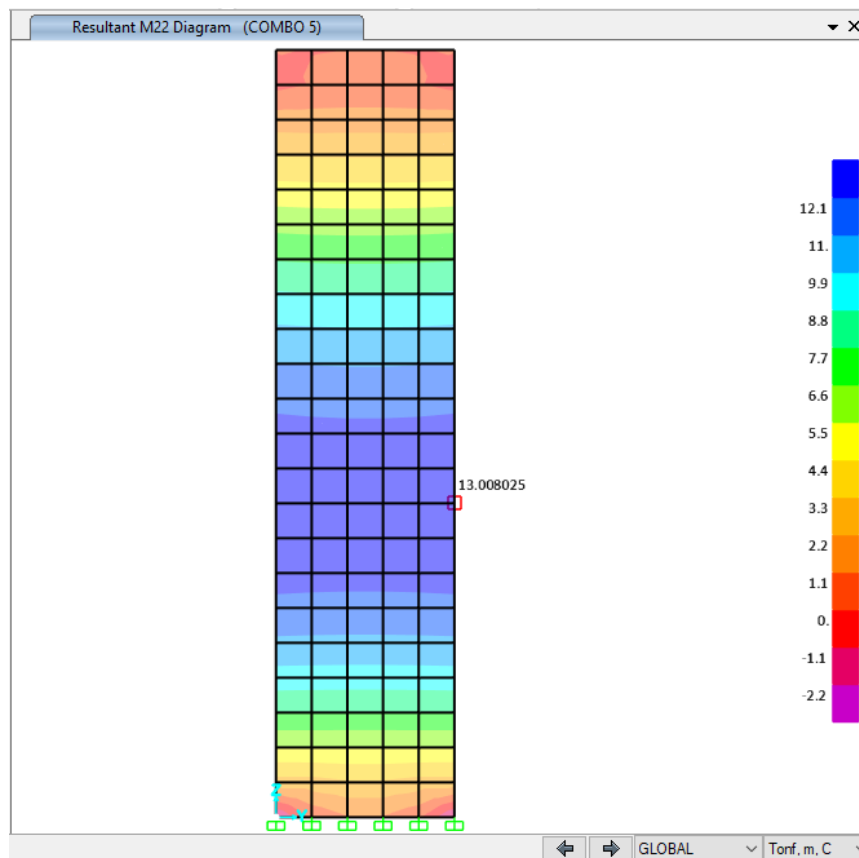


Figura 4.47 Diagrama de momento sobre la pantalla del muro
Elaboración: Propia

El área de acero requerido para cumplir con el momento ultimo de diseño se calcula resolviendo el sistema de ecuaciones dadas por el ACI 318. Posteriormente este valor debe ser comparado con la cuantía de acero mínima, calculada con las expresiones dadas por la NEC 15 y el ACI 318.

$$Mu = \Phi * fy * As * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 13.01 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$13.01 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm} = 0.9 * 4200 * As * \left(32.5 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{As * 4200}{0.85 * 300 * 100}$$

$$As = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$ACI : As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 100 * 32.5 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$NEC : As_{min} = \frac{3.3045 * \sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{3.3045 * \sqrt{300}}{4 * 4200} = 11.07 \text{ cm}^2$$

El área de acero del momento último es menor que los mínimos recomendados, razón por la que se adopta $As = 11.07 \text{ cm}^2$ para el refuerzo principal de la pantalla, con varilla de 14 mm y 15 cm de espaciamiento entre ellas.

El momento en dirección transversal genera una reacción igual a $Mu(y) = 2.439 \text{ T/m}$, en el que la cuantía de acero es igual 1.52 cm^2 , siendo esta menor a la cuantía mínima recomendada se adopta el área de acero mínima para el diseño. El momento negativo que corresponde a la cara que está en contacto con el suelo $Mu(-) = 4.65 \text{ T-m}$, resulta en un área de acero igual a 2.91 cm^2 , valor que debe ser comparado con la cuantía mínima para superficies en compresión dada por el ACI.

$$As_{min}(-) = \rho_{min} * b * d$$

$$As_{min}(-) = 0.0018 * 100 * 42.5 = 7.65 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima de la zona en compresión que debe colocarse corresponde a una varilla de 12mm con 15 cm de espaciamiento, colocados en las dos direcciones (x-y), cumpliendo así con los criterios de diseño. Finalmente, es necesario revisar el esfuerzo cortante en la zapata de cimentación, en la figura 4.48 se observa que este se produce en la zona correspondiente a la carga que genera la pantalla del muro con un valor máximo de $Vu = 3222.42 \text{ Kg}$. La revisión del

esfuerzo y el diseño del refuerzo sigue el mismo procedimiento de diseño que la pantalla del muro.

$$V_n = 0.53 * \sqrt{300} * 100 * 42.5$$

$$V_n = 39014.44 \text{ Kg/m}$$

$$V_u \leq \phi * V_n$$

$$3222.42 \leq 0.85 * 20654.71$$

$$3222.42 \leq 33162.28 \text{ Cumple}$$

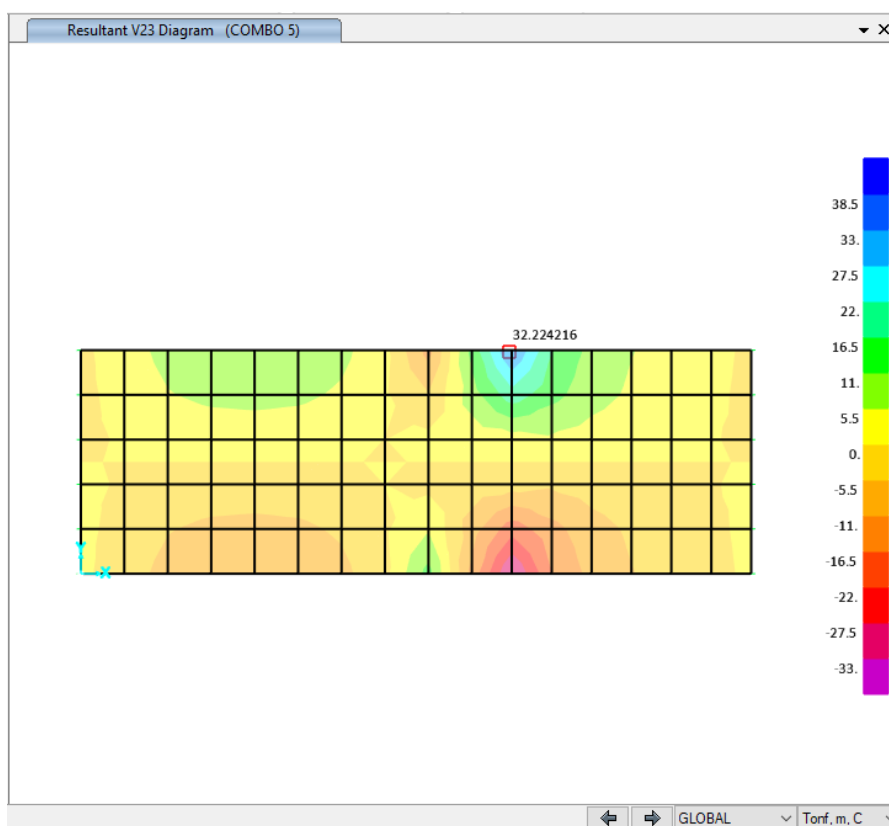


Figura 4.48 Diagrama de esfuerzo cortante en la cimentación del muro
Elaboración: Propia

El momento ultimo de diseño obtenido del programa es igual a $M_u(x) = 2.456T\text{-m}$, en la figura 4.49 se observa que al igual que el esfuerzo cortante, el momento máximo se produce en la zona donde se ubica la pantalla del muro.

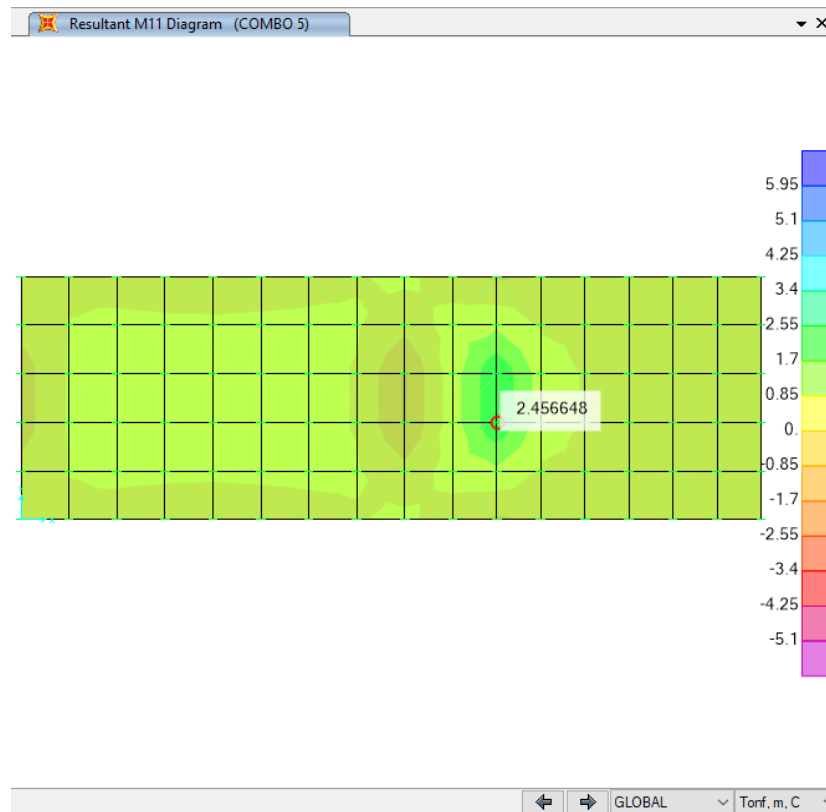


Figura 4.49 Diagrama de momento de la zapata
Elaboración: Propia

El área de acero requerida para cumplir con el momento ultimo de diseño se calcula igual a como se hizo con la pantalla, obteniendo un $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$, por otra parte el área de acero mínimo según el ACI es 14.2 cm^2 y según la NEC es 14.48 cm^2 por lo que se adopta el valor de 14.48 cm^2 que da una configuración de 1 varilla de 14 mm de diámetro con una separación de 12.5 cm.

$$M_u = \Phi * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2.456 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$2.456 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm} = 0.9 * 4200 * A_s * \left(42.5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 300 * 100}$$

$$A_s = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$ACI : A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 100 * 42.5 = 14.2 \text{ cm}^2$$

4.2.4.4 Diseño de los canales de transporte

Las cargas que soportan los canales se indican en la figura 4.51 y corresponde a la presión o empuje del suelo sobre las paredes (q_1), la presión hidrostática sobre las paredes del canal (q_2), la presión al fondo del canal (q_3), además del peso propio (W) y la fuerza debido a sismos. En este caso se omite el análisis de estabilidad ya que al encontrarse enterrado las fuerzas lo equilibran y brindan estabilidad. La profundidad de los canales depende del calado del agua que transportan, teniendo un calado máximo de $y = 7.2$ cm con un borde libre de 30 cm, se adopta canales con profundidad igual a 50 cm y ancho igual a 30 cm. En la tabla 4.47 se muestra las resultantes de las fuerzas que actúan sobre el canal.

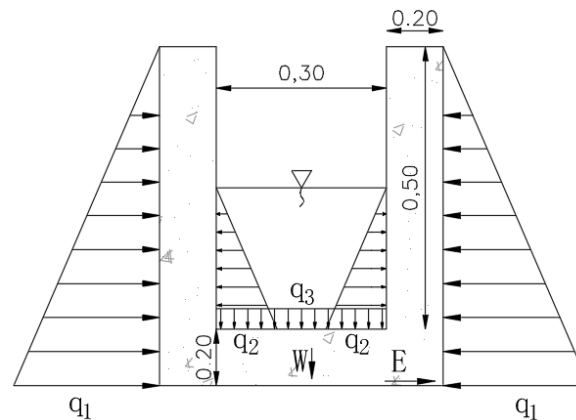


Figura 4.51 Cargas que soporta el canal
Elaboración: Propia

Tabla 0.47
Cargas para el diseño del canal

Denominación	Símb	Ecuación	Diseño	Unidad	Justificación
Coefficiente activo del suelo	K	$ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$	0.36	-	-
Presión activa del suelo	q_1	$q_1 = \gamma_s * H * Ka$	350.0	Kg/m ²	Presiones que ejerce el suelo
Presión hidrostática del agua	q_2	$q_2 = \gamma_a * H$	72.0	Kg/m ²	-
Presión del agua sobre el fondo	q_3	$q_3 = \gamma_a * H$	72.0	Kg/m ²	-
Área de la sección del canal	A	-	0.34	m ²	Obtenido gráficamente
Peso propio del canal	W	$W = \gamma h * A$	816.0	Kg/m ²	-
Componente horizontal de la fuerza sísmica	Eh	$\frac{\eta * Z * Fa * I * W}{R}$	124.42	Kg/m	Fuerzas sísmicas en el centro de gravedad
Componente vertical de la fuerza sísmica	Ev	$Ev = \frac{2 * Eh}{3}$	82.95	Kg/m	

Elaboración: Propia

El máximo momento se produce por la combinación de carga 5 y se obtiene un momento igual 0.229 T-m, con este valor se calcula el acero de refuerzo que requiere el canal.

$$M_u = \Phi * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2.229 \times 10^4 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$2.229 \times 10^4 \text{ Kg} - \text{cm} = 0.9 * 4200 * A_s * \left(12.5 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 300 * 100}$$

$$A_s = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$ACI : A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 100 * 12.5 = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$NEC : A_{smin} = \frac{3.3045 * \sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{3.3045 * \sqrt{300}}{4 * 4200} * 100 * 12.5 = 4.26 \text{ cm}^2$$

Se escoge como área de acero el $A_{smin} = 4.26 \text{ cm}^2$, y se distribuye como se observa en la figura 4.52, en el sentido (x) se presenta la configuración de una varilla de 12 mm cada 18 cm, y en sentido (y) se tiene una varilla de 12 cada 18 cm.

$$A_{smin}(-) = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{smin}(-) = 0.0018 * 100 * 12.5 = 2.25 \text{ cm}^2$$

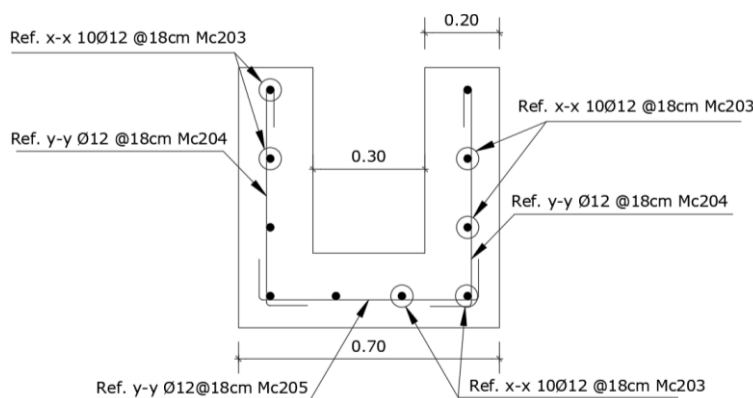


Figura 4.52 Refuerzo del canal
Elaboración: Propia

4.2.4.5 Diseño del desarenador y tanque de carga

El desarenador y tanque de presurización al encontrarse enterrados soportan cargas similares a las que se presentan en los canales, es decir que la presión del suelo y del agua son las principales en el proceso de diseño. En la figura 4.53 se observa las presiones que actúan en un desarenador típico, mientras que las fuerzas que actúan sobre este se detallan en la tabla 4.48.

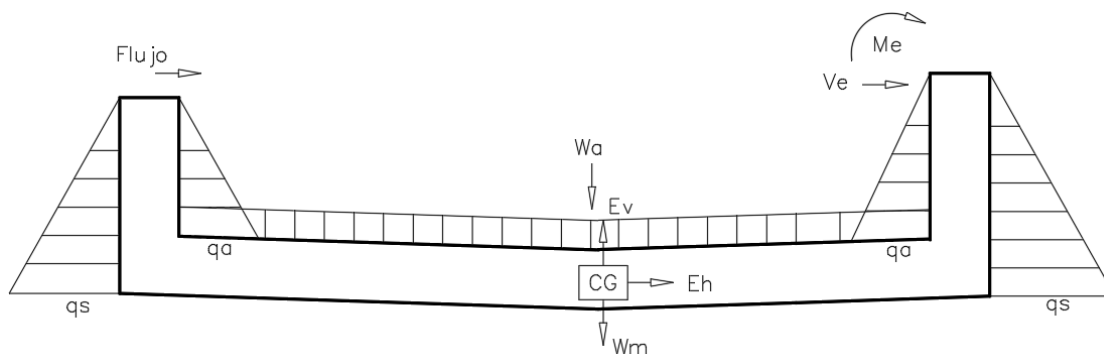


Figura 4.53 Cargas que soporta el desarenador
Elaboración: Propia

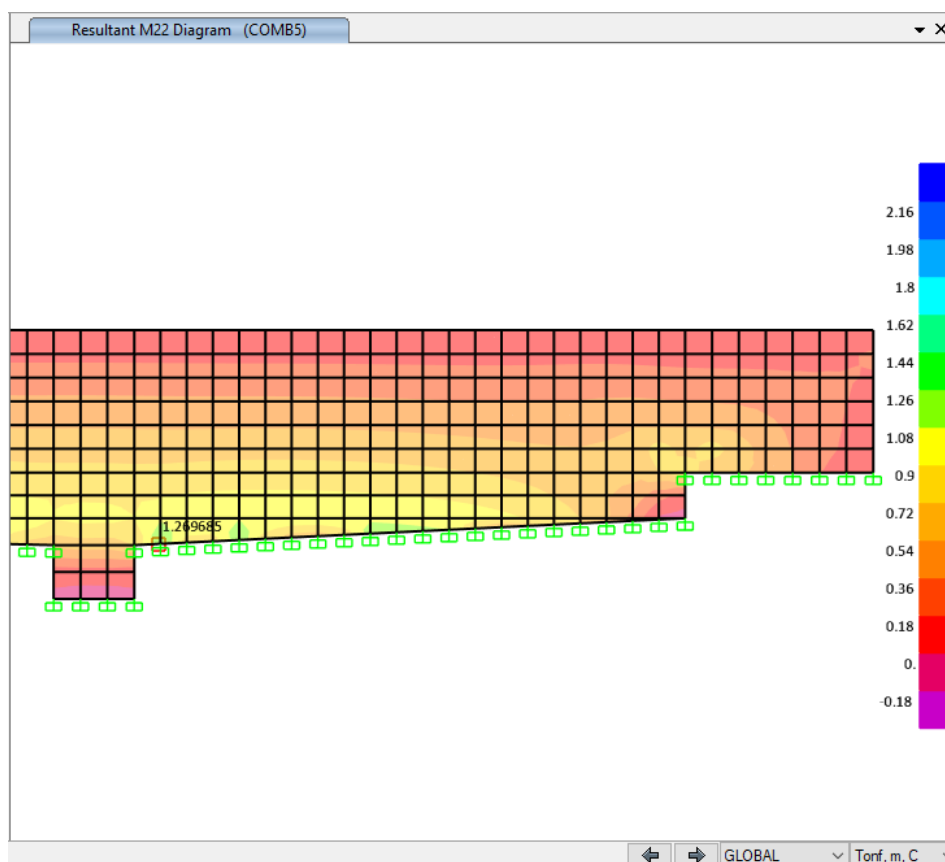


Figura 4.54 Diagrama de momentos en las paredes del desarenador
Elaboración: Propia

Tabla 0.48
Cargas de diseño del desarenador

Denominación	Símb.	Ecuación	Diseño	Unidad	Justificación
Cargas de presión producida por el suelo	q_s	$q_s = \gamma_s * H * K_a$	462.12	Kg/m	-
Carga de presión de agua	q_a	$q_a = \gamma_a * H$	800.0	Kg/m	-
Área transversal de la carga de agua	A_a	-	2.85	m ²	-
Peso del agua sobre el fondo	W_a	$W_a = \gamma_a * A_a$	2850.0	Kg/m	-
Área transversal del sedimentador	A	-	1.24	m ²	-
Peso propio del canal	W	$W = \gamma_h * A$	2976.0	Kg/m	-
Fuerza sísmica horizontal	E_h	$\frac{\eta * Z * F_a * I * W}{R}$	866.91	Kg/m	Fuerzas sísmicas en el centro de gravedad
Fuerza sísmica vertical	E_v	$E_v = \frac{2 * E_h}{3}$	577.94	Kg/m	
Fuerza del agua producida por sismos	V_e	$V_e = 0.726 * P_e * H_a$	17.068	Kg/m	Ecuaciones para determinar las fuerzas ocasionadas por sismos sobre el agua
Aumento de la presión de agua	P_e	$P_e = \frac{C * \gamma_a * S_a * H}{g}$	29.39	-	
Momento de la fuerza del agua producida por sismos	M_e	$0.299 * P_e * H_a^2$	7.03	Kg/m	

Elaboración: Propia

Para el diseño del refuerzo la combinación menos favorable es la numero 5, obteniendo un momento último igual a $M_u (+) = 1.2696 \text{ T-m}$, dicho momento obtenida del programa computacional corresponde a la pared que está en dirección longitudinal del desarenador como se observa en la figura 4.54.

$$M_u = \Phi * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.2696 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$1.2696 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm} = 0.9 * 4200 * A_s * \left(12.5 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{As * 4200}{0.85 * 300 * 100}$$

$$As = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$ACI : As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 100 * 12.5 = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$NEC : As_{min} = \frac{3.3045 * \sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{3.3045 * \sqrt{300}}{4 * 4200} * 100 * 12.5 = 4.26 \text{ cm}^2$$

Se escoge como área de acero el $As = 4.26 \text{ cm}^2$, lo que genera una configuración de una varilla de 10 mm cada 20 cm, en los sentidos (x-y). El momento negativo es $Mu (-) = 0.28 \text{ T-m}$, produce una cuantía 0.59 cm^2 , que resulta menor al mínimo requerido para acero en zona de compresión $As_{min} = 2.25 \text{ cm}^2$, que da una configuración de una varilla de 10 mm, con una separación de 20 cm.

$$As_{min}(-) = \rho_{min} * b * d$$

$$As_{min}(-) = 0.0018 * 100 * 12.5 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En el fondo del canal el momento máximo es igual a 1.5869 T-mm como se observa en la figura 4.55, que da un área de acero de 3.44 cm^2 , y corresponde a una configuración de una varilla de 10 mm cada 20 cm. El momento negativo $Mu (-) = 0.75 \text{ T-m}$, da como resultado un área de acero igual a 1.79 cm^2 , que es menor a la cuantía mínima para acero a compresión por lo que se toma el $As_{min} = 2.25 \text{ cm}^2$ y corresponde una varilla de 10 mm cada 20 cm.



Figura 4.55 Diagrama de momentos en el fondo del desarenador
Elaboración: Propia

Finalmente, en la figura 4.56 se observa el detalle del refuerzo en la unión entre el fondo y la pared del desarenador.

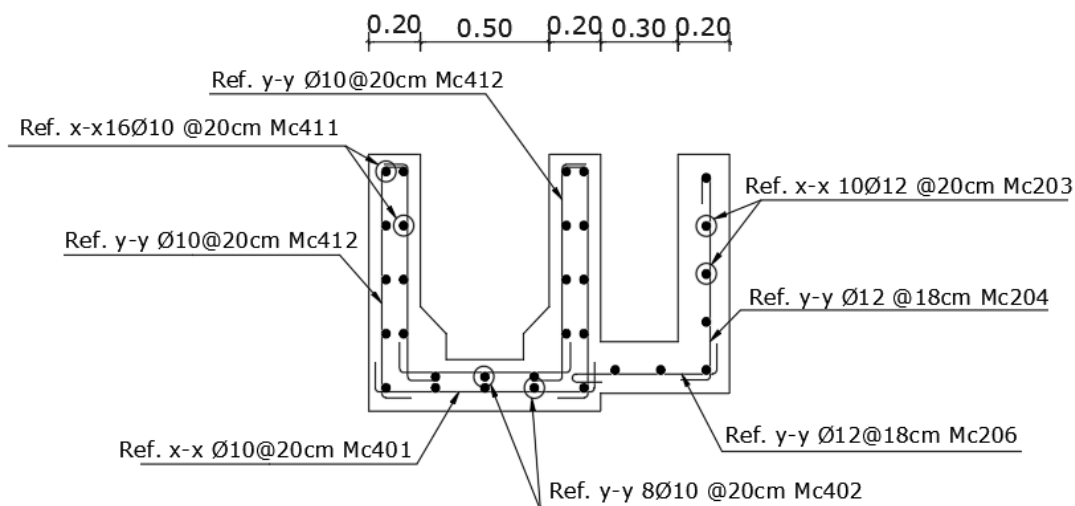


Figura 4.56 Detalle del reforzamiento transversal del desarenador
Elaboración: Propia

Por otra parte, en la tabla 4.49 se presentan las fuerzas actuantes en el tanque de presurización, mismas que son mayoradas para el diseño del acero de refuerzo.

Tabla 0.49
Cargas que soporta el tanque de presurización

Denominación	Símb.	Ecuación	Diseño	Unidad	Justificación
Cargas de presión producida por el suelo	q_s	$q_s = \gamma_s * H * K_a$	1224.63	Kg/m	-
Carga de presión de agua	q_a	$q_a = \gamma_a * H$	1420	Kg/m	-
Área transversal de la carga de agua	A_a	-	4.85	m ²	-
Peso del agua sobre el fondo	W_a	$W_a = \gamma_a * A_a$	4850	Kg/m	-
Área transversal del sedimentador	A	-	1.043	m ²	-
Peso propio del canal	W	$W = \gamma_h * A$	2503.2	Kg/m	-
Fuerza sísmica horizontal	E_h	$E_h = \frac{\eta * Z * F_a * I * W}{R}$	372.48	Kg/m	Fuerzas sísmicas en el centro de gravedad
Fuerza sísmica vertical	E_v	$E_v = \frac{2 * E_h}{3}$	248.32	Kg/m	
Fuerza del agua producida por sismos	V_e	$V_e = 0.726 * P_e * H_a$	67.22	Kg/m	Ecuaciones para determinar las fuerzas ocasionadas por sismos sobre el agua
Aumento de la presión de agua	P_e	$P_e = \frac{C * \gamma_a * S_a * H}{g}$	65.20	-	
Momento de la fuerza del agua producida por sismos	M_e	$M = 0.299 * P_e * H_a^2$	27.68	Kg/m	

Elaboración: Propia

Para el diseño del refuerzo el momento último es igual a $M_u (+) = 1.449 \text{ T-m}$, como se observa en el diagrama de momentos de la figura 4.57. Tanto el momento como el diagrama corresponden a la pared que se encuentra de frente con el sentido del flujo. En base a este se diseña todas las paredes del tanque.

$$M_u = \Phi * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.449 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$2.3803 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm} = 0.9 * 4200 * A_s * \left(12.5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 300 * 100}$$

$$A_s = 3.13 \text{ cm}^2$$

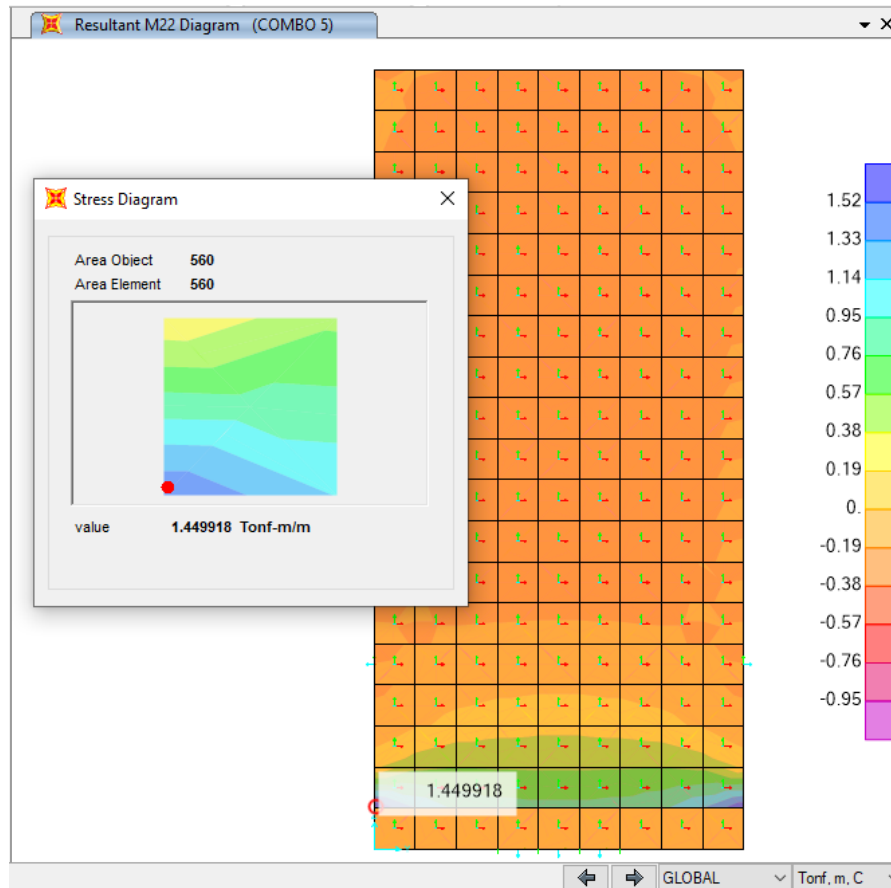


Figura 4.57 Diagrama de momentos de la pared de presurización
Elaboración: Propia

$$ACI : A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 100 * 12.5 = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$NEC : A_{smin} = \frac{3.3045 * \sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{3.3045 * \sqrt{300}}{4 * 4200} * 100 * 12.5 = 4.26 \text{ cm}^2$$

Se escoge como área de acero el $A_{smin} = 4.26 \text{ cm}^2$, ya que es mayor que el A_s de diseño y se distribuye una varilla de 12mm cada 20 cm, en los dos sentidos (x-y). El momento negativo $M_u(-) = 0.75 \text{ T/m}$, que genera un acero menor que el mínimo por lo que se elige el $A_{smin} = 2.25 \text{ cm}^2$ y corresponde una varilla de 8 mm cada 20 cm, en los dos sentidos (x-y).

En el fondo del tanque se presenta el diagrama de momentos de la figura 4.72, y tiene un momento ultimo de diseño $M_u (+) = 1.7864$ T-m, resultando en un área de acero $A_s = 3.88 \text{ cm}^2$.

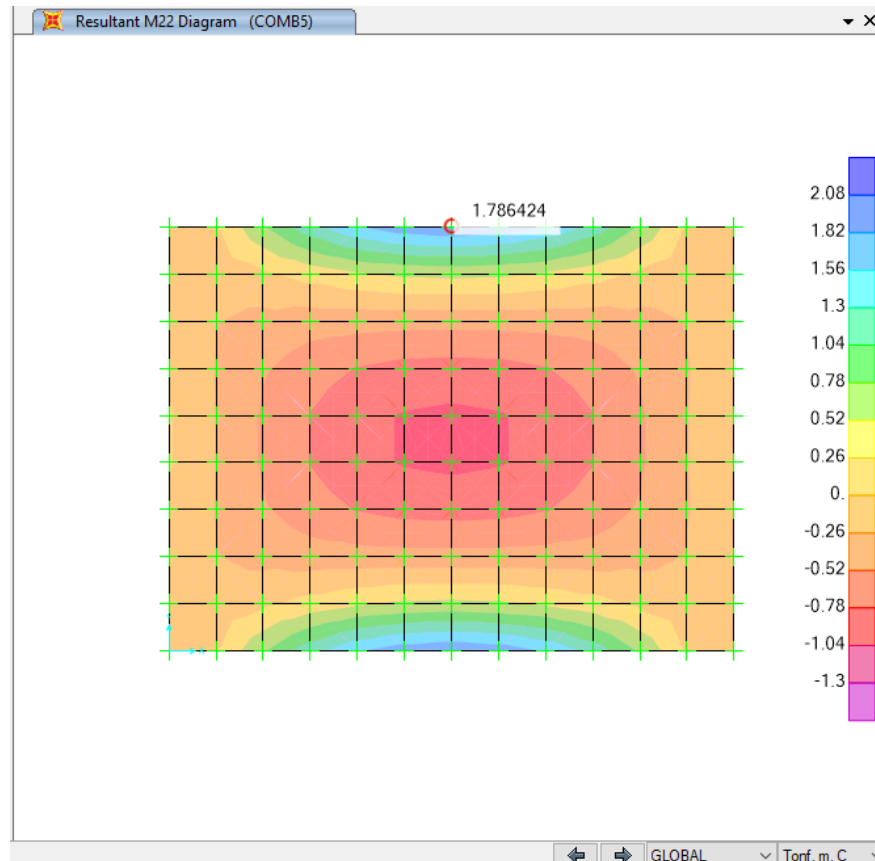


Figura 4.58 Diagrama de momentos en el fondo del tanque
Elaboración: Propia

$$M_u = \Phi * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.78 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$2.3803 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm} = 0.9 * 4200 * A_s * \left(12.5 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 300 * 100}$$

$$A_s = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$ACI : A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 100 * 12.5 = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$NEC : A_{smin} = \frac{3.3045 * \sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{3.3045 * \sqrt{300}}{4 * 4200} * 100 * 12.5 = 4.26 \text{ cm}^2$$

El área de acero del diseño es menor que el mínimo recomendado por lo que se escoge $A_{smin} = 4.26$, que da una configuración de 12 mm cada 20 cm. El momento negativo $M_u (-) = 0.84 \text{ T/m}$ genera un acero menor que el mínimo por lo que se elige el $A_{smin} = 2.25 \text{ cm}^2$, correspondiente a una varilla de 8 mm cada 20 cm, en los dos sentidos (x-y). En la figura 4.73 se observa el detalle del armado del tanque de presurización.

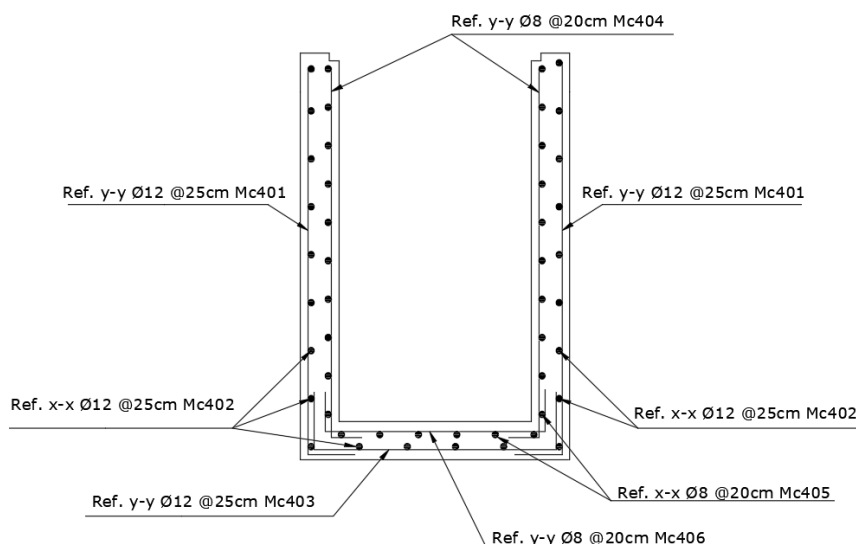


Figura 4.59 Detalle del refuerzo del tanque
Elaboración: Propia

4.3 PRESUPUESTO

La determinación del presupuesto consiste en cuantificar las cantidades de obra de la infraestructura que compone el proyecto, como son: la obra de captación, desarenador y conducción. Para la ejecución del proyecto cada estructura se compone de varios rubros de construcción: excavaciones, rellenos, acero de refuerzo, hormigón, tubería, entre otros, cada uno de estos rubros tiene una unidad de medida representativa, al que se asigna un precio o costo unitario para así obtener el presupuesto del proyecto.

El presupuesto está compuesto de costos directos e indirectos, los directos se refieren a los empleados directamente en la ejecución del proyecto tales como materiales, mano de obra, equipo y herramientas, que se consideran en el análisis de precio unitario de cada rubro de construcción. Los costos indirectos no influyen directamente en la ejecución de la obra y se refiere a costos de servicios básicos, diseño de ingenierías, gastos de oficina, estudios de factibilidad y arriendos. Para el presente proyecto se considera únicamente los costos directos que son los que actúan directamente en la ejecución de este.

4.3.1 CANTIDADES DE OBRA

Se refiere a la cuantificación de cada rubro dependiendo de su unidad de medida, así por ejemplo el volumen de hormigón que está expresado en metros cúbicos (m^3), el peso del acero de refuerzo en kilogramos (kg), el número de compuertas en unidades (u). A cada rubro le corresponde una cantidad que se obtiene en base a los planos definitivos de diseño y con la ayuda del paquete computacional AutoCAD para facilitar su cálculo.

En la obra de captación se incluye elementos como: azud tipo Creager, galería de captación, muros ala y de protección, cuenco disipador de energía, enrocado aguas arriba y abajo, rejilla de captación, canal de purga, además obras preliminares como limpieza del terreno, replanteo y nivelación. En la tabla 4.50 se encuentran tabuladas las cantidades de obra para la captación.

Tabla 0.50*Cantidades de obra obtenidas para la captación y obras de protección*

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	CANTIDAD	UNIDAD
1-100	OBRA DE CAPTACIÓN Y PROTECCIÓN		
	PRELIMINARES		
1-101	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	70.00	m
1-102	Limpieza y desbroce del terreno (manual)	13.00	m ²
1-103	Desvío del cauce con material de la zona	20.00	m ²
1-104	Excavación a mano del lugar de captación y obras de protección	280.00	m ³
	AZUD Y GALERÍA DE CAPTACIÓN		
1-105	Hormigón ciclópeo 60% $f'c=300$ kg/cm ² 40% piedra impermeabilizado	21.30	m ³
1-106	Enlucido de la galería de captación	2.50	m ²
1-107	Rejilla de captación Φ 5 mm	1.00	u
1-108	Compuerta de la galería de captación 0.30 m	1.00	u
	CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA Y ENROCADO DE PROTECCIÓN		
1-109	Hormigón ciclópeo 60% $f'c=300$ kg/cm ² 40% piedra impermeabilizado	21.50	m ³
1-110	Enrocado manual de protección aguas abajo espesor de 30 cm	21.00	m ²
1-111	Enrocado de protección aguas arriba del azud espesor de 30 cm	8.60	m ²
	MUROS ALA Y DE PROTECCIÓN		
1-112	Hormigón $f'c=140$ kg/cm ² replantillo	16.80	m ³
1-113	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² Φ 14mm	10262.30	kg
1-114	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² Φ 12mm	4466.71	kg
1-115	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² Φ 10mm	3027.57	kg
1-116	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² impermeabilizado (incluye encofrado)	230.00	m ³
	CANAL DE LIMPIEZA		
1-117	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² Φ 12mm	396.40	kg
1-118	Hormigón $f'c=140$ kg/cm ² replantillo	1.37	m ³
1-119	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² impermeabilizado (incluye encofrado)	5.00	m ³
1-120	Enlucido del canal de limpieza	18.00	m ²
1-121	Compuerta del canal de limpieza 1 m	1.00	u
	LOSETA DE CONTROL		
1-122	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² Φ 12mm	55.00	kg
1-123	Hormigón $f'c=210$ kg/cm ² (incluye encofrado)	0.60	m ³
1-124	Enlucido del canal de limpieza	3.00	m ²
1-125	Pasamano de hierro	8.00	m
	DESRIPIADOR		
1-126	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² Φ 12mm	65.10	kg
1-127	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² (incluye encofrado)	1.10	m ³
1-128	Enlucido del canal del desripiador	4.00	m ²

Elaboración: Propia

El desarenador está compuesto de elementos como canal de conducción que conecta la galería con el este elemento, canales de limpieza y de excesos, transiciones de entrada y salida, además de trabajos preliminares que se requieren para su ejecución, en la tabla 4.51 se encuentra las cantidades de obra del desarenador.

Tabla 0.51

Cantidades de obra obtenidas para el desarenador y canales de conducción y limpieza

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	CANTIDAD	UNIDAD
PRELIMINARES			
1-201	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	20.00	m
1-202	Limpieza y desbroce del terreno (manual)	40.00	m ²
1-203	Excavación a máquina del sedimentador y canales	26.00	m ³
CANAL DE CONDUCCIÓN HACIA EL DESARENADOR			
1-204	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² $\Phi 12$ mm	202.30	kg
1-205	Hormigón $f'c=140$ kg/cm ² replantillo	0.70	m ³
1-206	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² impermeabilizado (incluye encofrado)	38.00	m ³
TANQUE DESARENADOR			
1-207	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² $\Phi 10$ mm	222.00	kg
1-208	Hormigón $f'c=140$ kg/cm ² replantillo	0.60	m ³
1-209	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² impermeabilizado (incluye encofrado)	3.50	m ³
1-210	Enlucido del tanque desarenador	15.00	m ²
1-211	Compuertas de uso en el desarenador	5.00	u
CANAL DIRECTO, CANALES DE LIMPIEZA			
1-212	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² $\Phi 12$ mm	1226.00	kg
1-213	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² impermeabilizado (incluye encofrado)	7.80	m ³
1-214	Hormigón $f'c=140$ kg/cm ² replantillo	1.50	m ³

Elaboración: Propia

El tanque de carga encargado de presurizar la tubería de conducción está compuesto del tanque de carga, canal de llegada, canal de lavado con su respectiva compuerta; las cantidades se detallan a continuación.

Tabla 0.52*Cantidades de obra obtenidas para el tanque de carga y sus elementos*

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	CANTIDAD	UNIDAD
PRELIMINARES			
1-301	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	50.00	m
1-302	Limpieza y desbroce del terreno (manual)	18.00	m ²
1-303	Excavación a máquina del sedimentador y canales	17.00	m ³
CANAL HACIA EL TANQUE DE CARGA			
1-304	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² $\Phi 12$ mm	991.00	kg
1-305	Hormigón $f'c=140$ kg/cm ² replantillo	2.50	m ³
1-306	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² impermeabilizado (incluye encofrado)	16.50	m ³
TANQUE DE CARGA			
1-307	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² $\Phi 12$ mm	157.60	kg
1-308	Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² $\Phi 8$ mm	50.00	kg
1-309	Hormigón $f'c=300$ kg/cm ² impermeabilizado (incluye encofrado)	3.00	m ³
1-310	Compuerta de limpieza del tanque de carga	1.00	u

Elaboración: Propia

4.3.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Para determinar el costo del proyecto se realiza el análisis de precios unitarios, que se refiere a la estimación de los costos directos por unidad de medida de cada rubro, para lo que es necesario conocer el costo de los materiales de construcción, mano de obra, alquiler de equipos y herramientas. Además, se estima el tiempo de ejecución del proyecto en 180 días laborales y se asigna el rendimiento de la mano de obra que se refiere a la cantidad del rubro ejecutado por jornada laboral (8 horas de trabajo), este valor se debe asignar de una manera adecuada, si bien existen valores tabulados estos no se asemejan a la realidad de cada proyecto por lo que, la experiencia del constructor se hace indispensable para la determinación del rendimiento.

Los precios unitarios pueden obtenerse directamente de manuales de costos elaborados por gremios profesionales, entidades públicas, fabricantes de materiales, entre otros; por lo que para una misma obra se detallan diferentes presupuestos. En este proyecto el análisis de precios unitarios en lo que respecta a materiales se basó en los valores dados en la revista de construcción elaborada

por la Cámara de la Industria de la Construcción de Quito; el costo de la mano de obra se referenció en valores ofrecidos por la Contraloría General del Estado (anexo 24). En la tabla 4.53 se detalla el costo unitario de mano de obra, mientras que en el anexo 25 se presenta el cálculo de precios unitarios.

Tabla 0.53

Costo horario de la mano de obra

Categorías Ocupacionales	Sueldo Unificado	Costo horario
Construcción y Servicios Técnicos y Arquitectónicos		
Estructura Ocupacional E2		
Peón	\$410.40	\$3.60
Estructura Ocupacional D2		
Albañil	\$415.75	\$3.65
Operador de equipo liviano	\$415.75	\$3.65
Encofrador	\$415.75	\$3.65
Fierrero	\$415.75	\$3.65
Enlucidor	\$415.75	\$3.65
Estructura Ocupacional C1		
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	\$463.52	\$4.04
Topógrafo 2: título exp.mas de 5 años	\$463.52	\$4.04
Estructura Ocupacional B1		
Ingeniero Civil	\$465.51	\$4.06
Residente de Obra	\$465.51	\$4.06

Fuente: Contraloría General del Estado, 2020

Elaboración: Propia

4.3.3 PRESUPUESTO DEL PROYECTO

A partir del análisis de precios unitarios y cantidades de obra se obtiene el presupuesto total del proyecto, en la tabla 4.54 se detalla el costo de los rubros principales dando un total de \$86,227.52. La distribución del presupuesto concierne a los siguiente: 1. A la obra de captación y obras de protección corresponde un valor de \$70,523.53, donde la construcción de muros ala y de protección para el tránsito del caudal con un periodo de retorno de 10 años representa el rubro de mayor importancia. 2. El desarenador tiene un costo de \$10,606.75, el rubro más representativo corresponde a los canales de conducción de la galería al tanque de desarenación y de este hacia el tanque de carga, los canales que llevan el caudal del vertedero de excesos y del canal de limpieza, ya que la longitud de estos abarca

un volumen de hormigón y cantidad de acero alto. 3. El tanque de carga tiene un costo total de \$5,097.24, donde el canal de conducción del desarenador hacia el tanque representa el rubro más significativo, debido a su longitud. En el anexo 26 se detalla el presupuesto para cada rubro considerado dentro de la ejecución de este proyecto.

Tabla 0.54
Presupuesto del proyecto

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	COSTO TOTAL
1-100	OBRA DE CAPTACIÓN Y PROTECCIÓN	
	PRELIMINARES	\$1,709.37
	AZUD Y GALERÍA DE CAPTACIÓN	\$2,359.27
	CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA Y ENROCADO DE PROTECCIÓN	\$2,464.78
	MUROS ALA Y DE PROTECCIÓN	\$61,621.87
	CANAL DE LIMPIEZA	\$1,525.22
	LOSETA DE CONTROL	\$571.43
	DESRIPIADOR	\$271.59
	SUB-TOTAL 1	\$70,523.53
1-200	DESARENADOR	
	PRELIMINARES	\$205.86
	CANAL DE CONDUCCIÓN HACIA EL DESARENADOR	\$5,949.73
	TANQUE DESARENADOR	\$1,359.77
	CANAL DIRECTO, CANALES DE LIMPIEZA	\$3,091.40
	SUB-TOTAL 2	\$10,606.75
1-200	TANQUE DE CARGA	
	PRELIMINARES	\$170.54
	CANAL HACIA EL TANQUE DE CARGA	\$4,099.16
	TANQUE DE CARGA	\$827.54
	SUB-TOTAL 3	\$5,097.24
	TOTAL, COSTOS DIRECTOS	\$86,177.52
	TOTAL, COSTOS INDIRECTOS	0%
	TOTAL, COSTO PROYECTO	\$86,227.52

Elaboración: Propia

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- La renovación del uso de aguas fue otorgada a la Junta de Regantes del Barrio Salazar Gómez en el mes de enero de 2020, luego de que los planos de la captación, solicitados en el proceso administrativo Nro. 3129-2015-RV, fueron revisados por el responsable técnico de atención al ciudadano de la Secretaría Nacional del Agua.
- El caudal de diseño ha sido asignado por la SENAGUA, en la ejecución del proyecto se ha revisado a través del análisis hidrológico que este pueda ser captado en toda época del año sin tener afectación en la quebrada.
- El proceso de relleno de información meteorológica puede llegar a ser dudoso y complicado debido a la falta y calidad de datos disponible, siendo necesario la identificación de estaciones similares y la homogenización de datos para obtener información base de calidad.
- La falta de información hidrológica en el país hace que la utilización de modelos para la determinación de caudales de crecida y estiaje sea fundamental. Por tanto, es indispensable seleccionar procesos acordes a las condiciones para los que fueron desarrollados y la cantidad de datos disponibles.
- Todo modelo está conformado de variables y parámetros que deben ser calibrados mediante información conocida, de la cual depende los resultados obtenidos. En el presente proyecto, para la estimación de caudales se utilizó el modelo de precipitación – escorrentía de Témez en adición con la estimación de caudales residuales, obtenido una correlación de 0.96 respecto a caudales medidos con parámetros resultantes dentro del rango sugerido y acordes a las características de la cuenca.
- La ubicación general de la captación fue asignada por la Secretaría Nacional del Agua, siendo técnicamente inviable debido a la necesidad de implementar una obra de conducción de larga distancia. En lo que respecta

a la ubicación específica de la toma el lugar seleccionado va acorde con el tipo de captación aplicada en el proyecto.

- En toda etapa de dimensionamiento del proyecto se debe tomar en cuenta parámetros de diseño recomendados tanto por diferentes autores como por las experiencias aportadas en trabajos previos debido a la incertidumbre que se genera en fenómenos hidráulicos complejos que se desarrollan a lo largo de la obra.
- La toma de fondo es adecuada para este proyecto considerando que las condiciones morfológicas de la cuenca en la zona de implantación la hacen propensa a crecientes súbitas, por otra parte, el acceso es limitado por lo que una obra que no necesita mantenimiento periódico es conveniente; a pesar de que se tiene presencia de sedimentos los elementos de la captación se diseñaron de tal manera que este material no afecte el funcionamiento de la obra.
- La longitud de la reja son parámetros fundamentales en el diseño de captaciones de fondo y se afectado por múltiples factores que deben ser seleccionados. En el caso del proyecto se realizó el diseño de este elemento a través de dos metodologías, en las que se obtuvo resultados similares después de aplicar el factor de obstrucción, mismos que se encuentran dentro de los rangos recomendados y que fue seleccionado considerando como longitud mínima 30 cm con el objetivo de garantizar la limpieza en el canal colector.
- Si bien el diseño de la galería de captación sigue el método propuesto por Zamarín, se resolvió no considerar como velocidad media en el elemento a la propuesta por el autor, ya que las dimensiones obtenidas resultan sobredimensionadas para el caudal de captación.
- El volumen del tanque de carga se encuentra sobredimensionado (sin llegar a tener un área excesiva y sin afectar la altura de sumergencia), debido a la necesidad de colocar un vertedero de excesos y un canal de limpieza dentro de este, además de poder realizar una transición previa al elemento.
- El diseño de canales además de considerar la sección de máxima eficiencia debe tener en cuenta la facilidad de limpieza, el auto arrastre de sedimentos y el régimen del flujo que transita según el número de Froude.

- El 71.5% del total del presupuesto, siendo el rubro más importante, está destinado a muros de protección de la obra, concatenados con el periodo de retorno para crecida máxima seleccionado.
- Tanto el análisis por indicadores de calidad, como la comparación con los límites permisibles sugeridos por el TULSMA indican que el agua de la Quebrada la Retraída no cumple con los parámetros necesarios para ser utilizada en actividades agrícolas y pecuarias, debido a la alta concentración de cloruros, sodio, nitritos, nitratos y la escasez notable de oxígeno disuelto.

5.2 RECOMENDACIONES

- La falta de planificación de los proyectos hace que estos sean inviables, por lo que se recomienda garantizar una proyección real de los mismos, tomando en cuenta la cercanía de fuentes de agua y la calidad de estas.
- Es importante generar proyectos de investigación que desarrollen modelos de captaciones adecuados a caudales bajos y con gran cantidad de sedimentos disueltos, con el fin de aportar obras factibles para el riego comunitario de pequeña escala que constituye un componente significativo de la infraestructura hidráulica existente en el país
- Un mantenimiento eficiente de la obra de captación es necesario para garantizar el buen funcionamiento de esta, por lo que se recomienda establecer un plan de resane de fisuras que puedan ocasionar fugas, limpieza de las rejillas y descarga de los sedimentos de los elementos que los contengan; acompañado de capacitación a los operadores de la obra.
- Se recomienda la instalación de un limnómetro, en el muro de aproximación de la obra, que permita el registro de caudales en la quebrada, siendo de utilidad en proyectos posteriores y en el control de crecidas para la operación de la obra.
- Se recomienda la colocación de una obra tipo “slit dam”, llamado también dique tipo peine aguas arriba de la captación con el objetivo de mitigar el flujo de desechos que pueda acarrear la quebrada.
- Se recomienda construir una cámara de prefiltrado a base de arena o arcilla en un lugar cercano al sitio de aprovechamiento para disminuir la concentración de sodio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alcántara, V. (2016). *Manejo y dominio de estación total*. Lima: Centro de Capacitación y Formación en Ingeniería.
- Almeida, M. D. (2010). *Instructivos de Procesamiento de Información Hidrometeorológica*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Aparicio, F. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México: LIMUSA.
- Arrau, L. (2010). U- Cursos. Obtenido de https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2010/1/CI61C/1/material_docente/bajar?id_material=291867
- Arreguín, F., & Alcocer, V. (2011). *Diseño Hidráulico de Vertederos*. México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- AWWA. (2001). *Air-Release, Air Vacuum and Combination air valves M51*. Denver: American Water Works Association .
- AWWA. (2001). *Air-Release, Air/vacuum & Combination Air Valves*. American Water Works Association, Denver.
- Bouvard, M. (1953). *DÉBIT D'UNE GRILLE PAR EN DESSOUS*. . La Houille Blanche .
- Brunella, S., & Hager, W. &. (2003). *Hydraulics of Bottom Rack Intake*. *Journal of Hydraulic Engineering*.
- Buguña, N. (2019). *Aplicación de modelos hidrológicos para la estimación de caudales mensuales en la subcuenca del río Bigote (Tesis de Master en Ingeniería Civil)*. Piura: Universidad de Piura.
- Bureau of Reclamation. (2007). *Diseño de Presas Pequeñas*. Madrid: Bellisco.
- Cabello, I. J. (2013). *Análisis de la homogeneidad de las series de precipitación de Guipúzcoa*. San Sebastián: Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, Agencia Estatal de Meteorología.
- Cabrera, J. A. (2014). *Evaluación de los recursos hídricos en una cuenca de alta montaña (cuenca del río Bérchules, Sierra Nevada, Granada) utilizando modelos hidrológicos agregados y semidistribuidos*. Málaga: Universidad de Málaga.
- Cannon, R. W. (1991). *Tensile strenht of roller compacted concrete*. North Pacific Division: U.S. Army Corps of Engineers.
- Carrera , D., Guevara, P., Tamayo, L., Balarezo, A., Narváez, C., & Morocho, D. (2016). *Relleno de series anuales de datos meteorológicos mediante métodos estadísticos en la zona costera e interandina del Ecuador, y cálculo de la precipitación media*. *Idesia (Arica)* 34(3), 81-90.

- Castillo, F., & Sentís, F. (2001). *Agrometeorología*. Madrid: Mundi Prensa.
- Castillo, L., & Lima, P. (2010). *Análisis del Dimensionamiento de la Longitud de la reja en una captación de Fondo*. Punta del Este, Uruguay: XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica .
- Castro, J., & Vélez, M. (2017). *La importancia de la topografía en las ingenierías y arquitectura*. Polo del Conocimineto, 171-181.
- Castro, M. (2011). *Hidráulica Fluvial, Apuntes de Clase*. Quito: Departamento de Ciencias del Agua EPN.
- CEDEX. (2013). *CHAC. Cálculo Hidrometeorológico de Aportaciones y Crecidas*. Madrid.
- CELEC EP. (2017). *Proyecto Hidroelectrico La Merced de Jondachi*. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/termopichincha/index.php/retos-empresariales/proyecto-hidroelectrico-la-merced-de-jondachi/descripcion>
- CEPIS. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores* . Lima: Organización Panamericana de la Salud.
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de Canales*. Colombia: Nomos S.A.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Texas: Mc Graw - Hill.
- CONAGUA. (2016). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Obras de Captación Superficiales*. Mexico: SEMARNAT.
- Córdova, M. (30 de Abril de 2016). *Prontubeam*. Obtenido de *Parámetros geomorfológicos de cuencas hidrográficas*: https://www.prontubeam.com/articulos/articulos.php?Id_articulo=26
- Coronado del Águila, F. (2004). *El Desarenador*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Cuesta, R. (2008). *Los modelos digitales de terreno y su uso en la cartografía temática*. Obtenido de *Geoportaligm*: <http://www.geoportaligm.gob.ec>
- Das, B. M. (2001). *Muros de retención y cortes apuntalados*. En *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (págs. 445-464). Mexico: Internacional Thomson .
- De Marchi, G. (1947). *Profili longitudinali della superficie libera delle correnti permanenti con portata progressivamente crescente o progressivamente decrescente entro canali di sezione costante*. *Ricerca scientifica e ricostruzione*.
- Dobir, H. (1981). *Entwurf von Wasserfassungen im Hochgebirge*. Österreichische Wasserwirtschaft.
- Drobir, H., & Kienberger, V. &. (1999). *The wetted rack length of the Tyrolean weir*. Presentado en Graz: IAHR 28th Congress.

- FAO. (1982). *La Calidad del Agua en la Agricultura*. Food and Agriculture Organization: Riego y Drenaje, 29.
- Fernández, C., León, A., Rodríguez, Y., Martínez, P., & Menses, D. (2018). *Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales*. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental* Vol. 39 No.1, 17-31.
- Fernández, M., Vela, A., & Castaño, S. (2000). *La utilización de modelos en hidrología*. España: Sección de Teledetección y Sistemas de Información Geográfica.
- Frank, J. (1956). *Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr*. Der Bauingenieur.
- Fuentes, J. (05 de Febrero de 2009). *Agua.org.mx*. Obtenido de Análisis Morfométrico de Cuencas: Caso de Estudio del Parque Nacional Pico de Tancitaro: <https://agua.org.mx/biblioteca/analisis-morfometrico-de-cuencas-caso-de-estudio-del-parque-nacional-pico-de-tancitaro/>
- Galeana, J., Corona, N., & Ordóñez, J. A. (2009). *Análisis dimensional de la cobertura vegetal-uso de suelo en la Cuenca del Río Magdalena*. *Ciencia forestal en México*, 135-156.
- García, J. T. (2016). *Estudio experimental y numérico de los sistemas de captación de fondo*. Cartagena, España: Universidad Politécnica de Cartagena (Tesis Doctoral).
- Garot, F. (1939). *De Watervang met liggend rooster*. De Ingenieur in Nederlandsch Indie.
- Gaspari, F., Rodríguez, A., Senisterra, G., Denegri, G., Delgado, M., & Besterio, S. (2012). *Caracterización morfométrica de la cuenca alta del río Sauce Grande, Buenos Aires, Argentina*. *AUGMDOMUS*, 143-158.
- González, A. (2004). *Análisis morfométrico de la cuenca y de la red de drenaje del río Zadorra y sus afluentes aplicado a la peligrosidad de crecidas*. *Boletín de la A.G.E N.38*, 311-329.
- González, F., Jiménez, L., Quesada, V., & Valero, F. (2000). *Quality Control and Homogeneity of Precipitation Data in the Southwest of Europe*. *Journal of Climate* Vol. 14.
- Haro, P. (2019). *Optimización de la sistemas de captación de fondo con alto contenido de transporte de sedimento*. Cartagena, España: Universidad Politécnica de Cartagena (Tesis Doctoral).
- INAMHI. (2012). *Anuario Meteorológico 2010*. Quito: SIGIHM.
- INAMHI. (2015/2019). *Actualización del estudio de lluvias intensas (2 Reimpresión)*. Quito: Dirección de investigación y desarrollo hidrometeorológico.

- INEN - CPE. (1992). *Normas para estudio y diseño de de sistemas de agua potable y disposisción de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. Quito.
- Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). (2007). *Protocolo para el monitoreo y seguimiento del agua*. Colombia: Imprenta Nacional de Colombia.
- Kennedy, A., Fragoza, F., Peña, E., & Moreno , E. (1992). *Manual de Aforos*. México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidráulico*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- López, A. (2012). *Conducciones forzadas por gravedad con tuberías de PEAD*. RIHA Vol.33 No.3, 3-17.
- Luna, A. E., Ramírez, I., Sánchez , C., Conde , J., Agurto , L., & Villaseñor, D. (2018). *Distribución espacio-temporal de la precipitación en la cuenca del río Jubones, Ecuador: 1975-2013*. Scientia Agropecuaria 9(1), 63 - 70.
- Martín Vide, J. (2003). *Ingeniería de Ríos*. Impreso en México: Alfaomega.
- Mattos, R. (1999). *Pequeñas Obras Hidráulicas*. UNESCO: : Instituto de Hidráulica e Hidrología.
- Monsalve, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- MOPU. (1990). *Instrucción 5.2 - IC Drenaje Superficial*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
- Moreno, J. (2004). *Especificaciones Técnicas para el Diseño de Captaciones por Gravedad de Aguas Superficiales*. Lima: Unidad de Apoyo Técnico en Saneamiento Básico Rural del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.
- Mostkow, M. (1957). *Sur le calcul des grilles de prise d'eau Theoretical study of bottom type water intake*. La Houille Blanche.
- Murillo, J., & Navarro, J. (2011). *Aplicación del modelo de Témez a la determinación de la aportación superficial y subterránea del sistema hidrológico Cornisa-Vega de Granada para su implementación en un modelo de uso conjunto* . Boletín Geológico y Minero, 122 (3), 363-388.
- Nasdaucher, E. (2005). *Hidráulica de Canales: Diseño de estructuras*. Limusa S.A.
- Nodesa, G. (1956a). *Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo* . L' Energia Elettrica.
- Nodesa, G. (1956b). *Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo* . Ricerca Sperimentale: L' Energia Elettrica.

- Norma ASTM D6913-04. (2009). *Métodos de prueba estándar para distribución del tamaño de partícula (Gradación) de suelos mediante el análisis de tamices*. West Conshohocken: ASTM International.
- Norma ASTM D7928-17. (2017). *Métodos de prueba estándar para distribución del tamaño de partícula (Gradación) de suelos de grano fino mediante el análisis de sedimentación (hidrómetro)*. West Conshohocken: ASTM International.
- OMM. (2011). *Guía de Practicas Hidrológicas Vol. 1 OMM- N 168*. Ginebra: OMM.
- OPS. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias de Ambiente.
- Ortiz, R. (2001). *Pequeñas Centrales Hidroeléctricas*. Colombia: Nomos S.A.
- Pérez, R. (2010). *Manual de Prácticas de Laboratorio de Hidráulica*. Obtenido de <http://bdigital.unal.edu.co/12697/50/3353962.2005.Parte%2010.pdf>
- Peterka, A. (1984). *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. Bureau of Reclamation, Denver.
- Potenciano, Á., & Villaverde, J. (2005). *Implementación del modelo hidrológico de Témez para la evaluación de recursos hídricos con GRASS GIS. Fase superficial y subterránea*. España: SIGTE.
- Pourrut, P. (1995). *El Agua en el Ecuador*. Quito: Editorial Nacional .
- PROAGRO/ GTZ. (2010). *Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación para Riego Tomas Tirolesas*. Bolivia: Selva Roca y Unidad de Comunicación y Relaciones Públicas .
- Righetti, M. &. (2008). *Experimental study of the flow field over bottom intake racks*. *Journal of Hydraulic Engineering*.
- Ríos, L. (2010). *Incidencia de la variabilidad climática en los caudales mínimos del Ecuador*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Rivera, J. (2000). *Diseño Estructural de Obras Hidráulicas*.
- Rocha, A. (1978). *Introducción Teórica al Estudio de Bocatomas*. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rocha, A. (2005). *Análisis del comportamiento de los sólidos en una bifurcación*. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Año 2, N° 3*.
- Romero , J. (1999). *Potabilización del Agua*. México: Alfaomega.
- SAGARPA. (2010). *Diseño hidráulico y esctructural de presas derivadoras*. México: Unidad Técnica Especializada.
- Sellers, C., Buján , S., Corbelle, E., & Miranda, D. (2017). *Morfología interpretativa de alta resolución usando datos LiDAR en la cuenca hidrográfica del río*

- Paute en Ecuador. Conferencia Iberoamericana de Sistemas de Información Geográfica* (págs. 171 - 185). Cuenca: Universidad del Azuay.
- Simmler, H. (1987). *Konstruktiver Wasserbau*, Technische Universität Graz. Graz: Institut für Wasserwirtschaft und konstruktiven Wasserbau.
- Sotelo, G. (1994). *Diseño Hidráulico de Estructuras Vol. 2*. México : Universidad Nacional Autónoma de México.
- Sotelo, G. (1994). *Hidráulica General Vol. 1*. México: Limusa.
- Sotelo, G. (2008). *Hidráulica de Canales*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Sparrow, E. (2018). *Estructuras Hidráulicas*. Perú: Universidad Nacional del Santa.
- Suárez, J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.
- Universidad Católica de Chile. (2009). *Geomorfología Climática y Dinámica*. Obtenido de http://www7.uc.cl/sw_educ/geografia/geomorfologia/html/3_1.html#subir
- Vázquez , V. M. (18 de Septiembre de 2012). *The Enviromentalist*. Obtenido de <http://theenvironmentalistjournal.blogspot.com/2012/09/procesos-fluviales.html>
- Ventura, J. (1987). *Problemario de Hidrología*. Venezuela: Universidad Central de Venezuela.
- Vera, R., & López, R. (1992). *Tipología de la cangahua*. En *Suelos volcánicos endurecidos* (Vol. 10, págs. 113-119). México.
- Vlotman, W. (1989). *Discharge measurement structures*. The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI.
- WASA-GN. (2009). *Proyecto "Método Racional"*. Obtenido de <http://www.wasa-gn.net/private/admin/ficheiros/uploads/47ac6decaf84e70811097da22ddab634.pdf>
- Xhoffer, C., & Frerotte, J. (1972). *Calcul d'un dessableur longitudinal*. Bruselas - Belgica.
- Zapatta, A., & Gasselin, P. (2015). *El Riego en el Ecuador: Problemática, Debate y Políticas*. Consorcio Camaren, 70.

ANEXOS