

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**DISEÑO DE LA BOCATOMA Y MEJORAMIENTO DEL CANAL DEL
CASERÍO POTRERILLO, DISTRITO DE LLAMA, PROVINCIA DE
CHOTA, DEPARTAMENTO CAJAMARCA – 2015**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTORA

GLORIA CESARINA CHAVEZ IDROGO

ASESOR

Ing. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO

Chiclayo, 2019

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso y misericordioso, por bendecirme con unos padres maravillosos y por iluminar mi camino permitiéndome llegar a esta etapa de mi vida profesional.

Hasta el cielo, por todo su inmenso amor, comprensión y cariño, a mi querida madre **Norma Magdalena Idrogo Barboza**, por ser mi ejemplo de humildad, Fe y lucha constante. Por cada instante de su vida compartido conmigo; demostrándome que con esfuerzo, dedicación y perseverancia se pueden lograr cosas extraordinarias.

A mi padre, **Julio Chávez Rojas** por su cariño, sacrificio, y apoyo incondicional en mi formación personal y académica.

A mi hermanita **Milagros Rosa** por confiar en mí y por ser mi gran motivación para seguir adelante.

EPÍGRAFE

Esté listo para cuando la oportunidad venga. La suerte es el momento cuando la preparación y la oportunidad se encuentran”. *Roy D. Chapín.*

Si una persona es perseverante, aunque sea dura de entendimiento se hará inteligente y aunque sea débil se transformará en fuerte. *Leonardo Da Vinci.*

Si buscas resultados distintos, no hagas siempre lo mismo. *Albert Einstein.*

Somos lo que hacemos día a día, de modo que la excelencia no es un acto, sino un hábito. *Aristóteles.*

El futuro pertenece a quienes creen en la belleza de sus sueños. *Eleanor Roosevelt.*

Porque nunca es tarde y el tiempo se acaba cuando la vida termina y hasta ese momento siempre existe una posibilidad para todo. *Anónimo.*

AGRADECIMIENTO

- A mis padres Norma y Julio, por ser la inspiración de este logro.
- A mi asesor de tesis, el ingeniero Justo David Pedraza Franco, por sus conocimientos, paciencia y motivación dedicados en el desarrollo del presente proyecto de tesis.
- A los ingenieros que me ayudaron y compartieron sus conocimientos para el desarrollo de la presente tesis, en especial al Ingeniero Damián Vásquez Bernal, por su tiempo y conocimientos brindados.
- A la familia Angulo Orozco, por su ayuda desinteresada y por su gran cariño y estima.
- A todos y cada uno de mis familiares, que día a día me alentaron para seguir adelante y no desfallecer a pesar de los momentos difíciles que se presentaron en mi camino.

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. ANTECEDENTES	5
2.2. BASES TEÓRICO – CIENTÍFICAS.....	7
2.2.1. BOCATOMAS.....	8
2.2.2. GALERÍA FILTRANTE:.....	10
2.2.4. CANALES.....	19
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	21
3.1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.-.....	21
3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.-	21
3.1.2. HIPÓTESIS Y VARIABLES.-	21
3.1.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.-	21
3.2. METODOLOGÍA.-.....	22
3.2.1. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.-	22
3.2.2. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO DE SUELOS.-	23
3.2.3. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO.-	26
3.2.4. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA OFERTA.-	41
3.2.5. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.-	49
IV. RESULTADOS.....	51
4.2. ESTUDIOS BÁSICOS DEL PROYECTO.....	54
4.2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.-.....	54
4.2.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.-	57
4.2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO.-	61
4.2.4. DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.-	72
4.3. DISEÑOS:	87
4.3.1. DISEÑO DE CAPTACIÓN.-	87
4.3.2. DISEÑO DE CANAL DE CONDUCCIÓN.-	89
4.3.3. DISEÑO DE RÁPIDAS.-	91
4.3.4. DISEÑO DE SIFÓN INVERTDO.-	100
4.3.5. DISEÑO DE PASES PEATONALES.-	106
4.3.6. DISEÑO DE TOMAS LATERALES.-	112

V. DISCUSIÓN	114
VI. CONCLUSIONES Y RECONENDACIONES.....	118
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	121
VIII. ANEXOS.....	122
<u>ANEXO N° 1: DOCUMENTOS</u>	122
<u>ANEXO N° 2: PANEL FOTOGRÁFICO DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO</u>	128
<u>ANEXO N° 3: FOTOGRAFÍAS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS</u>	133
ANEXO N° 3.2. EXTRACCIÓN DE MUESTRAS.....	133
ANEXO N° 3.3. FOTOGRAFÍAS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.....	136
<u>ANEXO N° 4: EXPEDIENTE TÉCNICO</u>	145

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1. 1: Información agrícola del distrito de Llama provincia de Chota, región Cajamarca.	3
Tabla N° 1. 2: Producción agrícola actual del caserío Potrerillo, Provincia de Chota, Departamento Cajamarca.....	4
Tabla N° 3. 1: Información pluviométrica de la estación Llama.....	27
Tabla N° 3. 2: Valores de Período de Retorno T (Años).....	33
Tabla N° 3. 3: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	33
Tabla N° 3. 4: Coeficientes de duración de lluvias entre 48 y una hora.....	36
Tabla N° 3. 5: Fórmulas para la determinación del tiempo de concentración...	37
Tabla N° 3. 6: Coeficientes de escorrentía método racional.....	39
Tabla N° 4. 1: Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfatos.....	59
Tabla N° 4. 2: Periodo de retorno en años.....	64
Tabla N° 4. 3: Cálculo del Coeficiente de escorrentía mediante el método Mac Math.....	66
Tabla N° 4. 4: Coeficiente de escorrentía.....	66
Tabla N° 4. 5: Coeficientes de escorrentía.....	67
Tabla N° 4. 6: Distribuciones lineales de Precipitaciones Máximas en 24 Horas.. ..	68
Tabla N° 4. 7: Precipitación máxima por tiempos de duración, generada a partir de la distribución Gamma 3 Parámetros.....	69
Tabla N° 4. 8: Precipitaciones máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno, generada a partir de la intensidad unitaria.....	69
Tabla N° 4. 9: Intensidades Máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno.. ..	69
Tabla N° 4. 10: Cálculo del caudal mediante el método de Mac Math.....	71
Tabla N° 4. 11: Temperatura media.....	72
Tabla N° 4. 12: Temperatura máxima.....	72
Tabla N° 4. 13: Temperatura mínima.....	73
Tabla N° 4. 14: Humedad relativa.....	73
Tabla N° 4. 15: Evaporación.....	73
Tabla N° 4. 16: Evapotranspiración calculada por el método de Thornthwaite.....	74
Tabla N° 4. 17: Cuadro de diámetros recomendados para filtros tipo Johnson.....	87
Tabla N° 4. 18: Espesor del forro filtrante.....	88
Tabla N° 4. 19: Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes.....	90

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 3. 1: Normatividad de los ensayos realizados.....	24
Cuadro N° 4. 1: Vías de acceso a la zona de estudio.....	53
Cuadro N° 4. 2: Coordenadas de los Puntos de control.....	54
Cuadro N° 4. 3: Especificaciones técnicas de la estación total.....	56
Cuadro N° 4. 4: Perfiles estratigráficos.....	57
Cuadro N° 4. 5: Contenido de Cloruros y sulfatos.....	60
Cuadro N° 4. 6: Contenido de sales.....	60
Cuadro N° 4. 7: Características de la cuenca.....	61
Cuadro N° 4. 8: Velocidad de Infiltración para distintos tipos de suelo.....	88
Cuadro N° 4. 9: Cálculo de la sección del canal de conducción.....	90
Cuadro N° 4. 10: Cálculo de la sección del canal de conducción.....	91

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía N° 4. 1: Levantamiento topográfico de la zona.	55
Fotografía N° 4. 2: Personal de apoyo para la realización del levantamiento topográfico.	57

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 2. 1: Relación entre la Permeabilidad y la Compactación.....	14
Figura N° 2. 2: Velocidad de Infiltración para distintos tipos de suelos.....	16
Figura N° 3. 1: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil.	32
Figura N° 3. 2: Ejemplo de curvas de Intensidad, Duración y frecuencia.	35
Figura N° 4. 1: Mapa de la ubicación departamental.....	51
Figura N° 4. 2: Mapa de ubicación del distrito de Llama.....	52
Figura N° 4. 3: Mapa de Ubicación del caserío el Potrerillo.....	52
Figura N° 4. 4: curva hipsométrica de la sub cuenca.	62
Figura N° 4. 5: Frecuencia de altitudes.	63

RESUMEN

El presente proyecto tiene como finalidad elaborar el diseño de la bocatoma, del canal de conducción y de las obras de arte, necesarias para la captación, conducción y posterior aprovechamiento del recurso hídrico del Río Maychil, ubicado en el caserío Potrerillo del distrito de Llama, mejorando así la productividad agrícola de la zona.

La ejecución de la captación, del sistema de conducción y de las obras de arte, permitirá el uso óptimo y eficiente del agua, ampliando las áreas de cultivo y reduciendo costos de mantenimiento. Además permitirá disminuir las pérdidas de producción por deficiencias del sistema con el que se cuenta, incrementando de manera significativa los ingresos de la población beneficiaria.

Palabras Claves: Bocatoma, Canal, Obras de arte.

ABSTRAC

The purpose of this Project is the design of the Intake, the Conduction Channel and the works of art for the capture, conduction and subsequent use of the water resource of the Maychil River, located in the Caserío Potrerillo of the Llama District, thus improving the agricultural productivity of the area.

The execution of the catchment through the filtering of the network, the driving system and the works of art, the optimal and efficient use of water, expanding the cultivation areas and reducing maintenance costs. In addition, production losses are reduced.

KeyWords: Intake, Channel, Works of art.

I. INTRODUCCIÓN

El agua dulce es imprescindible para la vida, pero la cantidad disponible es escasa y su distribución desigual. Los usos más importantes están relacionados con la agricultura y el consumo industrial y doméstico. En las últimas décadas, se han multiplicado las áreas agrícolas dependientes del riego para la producción de alimentos. Cuando el agua es escasa, para poder utilizar las tierras para la agricultura es necesario emplear técnicas de cultivo que aprovechen al máximo el agua disponible o construir obras de riego. En Perú, Bolivia, México, norte de Chile y otros países de la región, se han ampliado las tierras cultivadas con obras de regadío. (Depósitos de documentos de la FAO (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura).

La agricultura de regadío representa el 20 por ciento de la superficie total de tierra cultivada, y supone el 40 por ciento de los alimentos producidos en todo el mundo. Actualmente, el 41 por ciento de la tierra cultivada está en regadío frente al 25 por ciento de 1970, lo que ha contribuido a una reducción considerable de la desnutrición, desde el 24 por ciento en 1990-92 hasta el 14 por ciento en 2010-12. Considerando los recursos de tierras y aguas, la región subsahariana es la que presenta el mayor potencial de expansión de la agricultura de regadío, donde solo una quinta parte de la superficie potencial de riego ha sido equipada, o 7.7 millones de ha equipadas de 38 millones que podrían estarlo. En la región de Sudamérica solo se ha equipado una cuarta parte de la superficie potencial, es decir, 16 millones de hectáreas de un potencial de 60 millones. El continente asiático, con casi 230 millones de Ha. equipadas para el riego, representa más del 70 por ciento de la superficie regada en todo el mundo. Casi el 60 por ciento de estas 220 millones de Ha.- o el 42 por ciento del total mundial—se encuentra en solo 2 países, China e India, donde vive casi el 40 por ciento de la población mundial.

La mejora de las condiciones de vida en las zonas rurales está ligada al desarrollo de la agricultura. Asia es también el país que más beneficio obtiene de sus infraestructuras de riego, con la mayor proporción de superficie equipada para el riego efectivamente regada (89 por ciento).

En Europa solo el 65 por ciento de la superficie equipada para el riego efectivamente se riega. Un porcentaje bajo comparado con el resto del mundo. Esto se debe al clima moderado de una gran parte del continente, que permite que la agricultura aproveche la precipitación disponible y que el riego no siempre sea necesario.

El riego contribuye al 40 por ciento de la producción mundial de cultivos, en un 20 por ciento de la superficie cultivada equipada para el riego en todo el mundo.

La ratio de necesidades hídricas mundiales, también llamada eficiencia del riego—la cantidad de agua que necesitan los cultivos regados frente al volumen extraído para el riego—es aproximadamente del 56 por ciento, variando desde el 23 por ciento en áreas con recursos hídricos abundantes (región de Centroamérica) hasta el 72 por ciento en la región del norte de África, en la que la escasez de agua obliga a una mayor eficiencia. Además de la disparidad geográfica, la ratio también depende de la

disponibilidad de recursos financieros. Pasa del 48 por ciento en países de bajos ingresos hasta el 56 por ciento en países de ingresos medios y el 61 por ciento en países de ingresos altos.

Mirando el lado positivo, si no fuera por la alta productividad que permite el riego, se necesitarían al menos 500 millones de has más para alcanzar la producción agrícola actual. Las zonas templadas o húmedas que permiten la producción de secano están a menudo densamente pobladas o medioambientalmente alteradas, de modo que ya no hay más tierra disponible para la agricultura. Actualmente, los países que ya han alcanzado su límite de superficie cultivada compran o alquilan amplias extensiones en otros países menos desarrollados, lo que se conoce como "acaparamiento de tierras". El riego en el Perú ha sido y sigue siendo un factor determinante en el incremento de la seguridad alimentaria, el crecimiento agrícola y productivo, y el desarrollo humano en las zonas rurales del país. Los recursos hídricos y la infraestructura hidráulica para riego están distribuidos de manera desigual en el país, lo que crea realidades muy diferentes.

En el año 2012, había en todo el mundo más de 324 millones de hectáreas equipadas para el riego, de las cuales, aproximadamente el 85 por ciento, o 275, están efectivamente regadas. (FAO 2014)

A nivel nacional, el aprovechamiento sostenible del agua requiere de un manejo integral por cuencas hidrográficas, que contemple la variabilidad de su cantidad y calidad en el tiempo y en el espacio, en condiciones racionales y compatibles con la capacidad de recuperación y regeneración de los ecosistemas involucrados, en beneficio de las generaciones futuras. La mayoría del uso efectivo del agua en el país se debe a actividades agrícolas, las cuales consumen 12 veces más que para fines poblacionales. (MINAG, 2012)

Cajamarca alberga el 2% del territorio nacional, pero aporta el 11% de la producción agrícola a través de productos como la papa, el café, la tara y las menestras. Asimismo, el 68.7% de la PEA ocupada trabaja en este sector el cual aporta un 21% del PBI de la región. (Perú económico, Dossier Regional 2010).

Tabla N° 1. 1: Información agrícola del distrito de Llama provincia de Chota, región Cajamarca.

REGION CAJAMARCA: INFORMACION AGRICOLA REGIONAL 1997-2012 A NIVEL DISTRITAL														
Provincia	Distrito	Cultivo	2010				2011				2012			
			Cosechas Has	Produccion n TM	Rendimiento Kg. x Ha	Precio en Chacra S/. x Kg.	Cosechas Has	Produccion n TM	Rendimiento Kg. x Ha	Precio en Chacra S/. x Kg.	Cosechas Has	Produccion n TM	Rendimiento Kg. x Ha	Precio en Chacra S/. x Kg.
LLAMA														
		AJO	28	111	3964	5.71	26	102	3923	5.71	16	63	3938	4.60
		ALFALFA	8	280	37333	0.31	8	274	36533	0.31	8	253	33733	0.32
		ARROZ	1285	9890	7696	1.36	1230	9813	7978	1.42	1291	10287	7968	1.29
		ARVEJA GRANO SECO	192	162	844	2.40	235	200	851	2.52	236	207	877	2.43
		ARVEJA GRANO VERDE	148	338	2284	1.02	147	332	2259	0.84	172	348	2023	0.90
		CAMOTE	69	402	5826	0.46	84	496	5905	0.41	100	633	6330	0.41
		CAÑA DE AZUCAR	55	1502	27309	0.16	55	1630	29636	0.16	55	1696	30836	0.18
		CEBADA GRANO	36	29	792	0.81	40	32	800	0.82	32	26	797	0.81
		FRIJOL GRANO SECO	144	114	792	2.41	135	112	830	2.14	176	149	847	2.33
		FRIJOL GRANO VERDE	56	109	1946	0.96	49	109	2224	0.97	52	104	2000	0.93
		HABA GRANO SECO	12	10	792	1.80	18	13	722	1.87	24	18	750	2.09
		HABA GRANO VERDE	4	8	2000	0.81								
		LENTEJA GRANO SECO												
		MAIZ AMARILLO DURO	285	1215	4263	0.51	312	1365	4375	0.64	351	1397	3980	0.65
		MAIZ AMILACEO	245	193	788	1.59	230	171	743	1.56	238	180	756	1.70
		MAIZ CHOCLO	77	245	3182	0.79	70	190	2714	0.81	86	188	2186	0.77
		OCA												
		OLLUCO	54	322	5963	0.59	45	289	6422	0.69	43	282	6558	0.65
		OTROS PASTOS	150	3323	22153	0.12	150	3442	22947	0.11	150	3585	23900	0.12
		PAPA	200	2031	10155	0.47	195	1893	9708	0.57	186	1798	9667	0.56
		PLATANO	15	78	5220	0.30	15	78	5167	0.31	15	83	5500	0.31
		TOMATE	10	63	6300	1.30	8	51	6375	1.10	8	58	7250	1.02
		TRIGO	514	664	1292	0.96	550	674	1225	0.90	574	674	1174	0.91
		YUCA	135	1147	8496	0.69	168	1453	8649	0.71	156	1350	8654	0.77
		ZANAHORIA	1	6	6000	0.43	6	42	7000	0.41	8	48	6000	0.68
		ZAPALLO	20	304	15200	0.69	16	245	15313	0.63	18	263	14611	0.74

Fuente: Ministerio de Agricultura Región Cajamarca, 2012.

A nivel local, en el caserío Potrerillo, las principales actividad en que se desempeñan los pobladores son la agricultura y la ganadería. Los principales productos sembrados son: el arroz y el maíz, además en menor porcentaje se siembra la yuca y legumbres como la arveja y el frejol.

El área destinada a cultivo es de 80 hectáreas aproximadamente, de las cuales, se encuentran bajo riego 62 y las 18 restantes en seco. De las 62 hectáreas bajo riego, 43 de ellas son utilizadas en la siembra de arroz, 15has en maíz amarillo duro, 2.5has en yuca y 1.5has en legumbres (frejol y arveja).

Las 18 hectáreas que se encuentran en seco pretenden ser utilizadas para la siembra de arroz.

Actualmente no se cuenta con una estructura adecuada para captar y derivar el recurso hídrico hacia los terrenos de cultivos, lo cual genera: áreas de terrenos no sembradas, pérdidas de productos por déficit de recurso hídrico, baja productividad debido a que la cantidad de agua captada, no cumple con la demanda necesaria para la producción.

Debido a las hectáreas no regadas, se pierde anualmente 212,400.00 nuevos soles, además los beneficiarios se ven afectados porque la producción ha disminuido (de 70 a 60 fanegas por hectárea en producción de arroz), lo que equivale a una pérdida de 17,700.00 nuevos soles por hectárea.

Tabla N° 1. 2: Producción agrícola actual del caserío Potrerillo, Provincia de Chota, Departamento Cajamarca.

PRODUCCIÓN SIN PROYECTO												
ÁREAS	CULTIVO	Hectáreas	Temporadas /año	N° (fanegas/has)	Precio en chacra	Eficiencia	Costo de producción		Ganancia anual	Ganancia mensual	Ganancia neta - anual	Ganancia por Has
REGADAS	Arroz	43	2	60	S/ 190.00	S/ 980,400.00	S/ 5,500.00	S/ 473,000.00	S/ 507,400.00	S/ 42,283.33	S/ 474,818.25	S/ 11,800.00
	Maíz (amarillo duro)	15	2	8000 kg	S/ 1.00	S/ 240,000.00	S/ 3,500.00	S/ 105,000.00	S/ 135,000.00	S/ 11,250.00		S/ 9,000.00
	Yuca	2.5	1	2000 kg	S/ 0.85	S/ 4,250.00	S/ 1,500.00	S/ 3,750.00	S/ 500.00	S/ 41.67		S/ 200.00
	Legumbres	1.5	1	2500 kg	S/ 1.50	S/ 5,625.00	S/ 1,500.00	S/ 2,250.00	S/ 3,375.00	S/ 281.25		S/ 2,250.00
NO REGADAS	Destinadas a la siembra de arroz	18	2	60	S/. 190.00	S/. 410,400.00	S/. 5,500.00	S/. 198,000.00	S/. 212,400.00	S/. 17,700.00	S/ 11,800.00	

Fuente: Propia.

Con el desarrollo del proyecto se pretende beneficiar a 70 usuarios, los cuales se ven perjudicados directamente por la inexistencia de una estructura adecuada para la captación y distribución del recurso hídrico. Además anualmente se gastan 19,088.00 soles aproximadamente en el mantenimiento de las obras artesanales para poder captar y conducir el agua y utilizarla en la producción.

Frente a la situación problemática y la urgente necesidad de la Población beneficiaria la formulación del problema será la siguiente: ¿Cuál es el diseño de la bocatoma y el mejoramiento del canal de conducción del caserío Potrerillo, distrito de Llama, provincia de Chota, departamento Cajamarca? Por lo cual se planteó como objetivo general realizar el diseño hidráulico y estructural de la bocatoma, a fin de garantizar la captación de una cantidad constante de agua y mejorar la eficiencia en la conducción y distribución del agua de riego en el canal del caserío Potrerillo, distrito de Llama, provincia de Chota, Departamento de Cajamarca. Y como objetivos específicos se plantearon los siguientes:

- Realizar el levantamiento topográfico, estudios de mecánica de suelos e hidrológicos de la zona, a fin de conocer información técnica para aplicación al estudio.
- Examinar la mejor ubicación de la captación y canal principal; a fin de efectuar el Diseño hidráulico y estructural de éstas infraestructuras.
- Elaborar el expediente técnico del sistema de captación y conducción.

Esta investigación está orientada al diseño de la bocatoma y mejoramiento del canal; lo cual permitirá utilizar el recurso hídrico de manera óptima reduciendo las pérdidas causadas por la deficiente conducción y captación. Además se brindará un mejor manejo del recurso hídrico, así como se reducirán los costos de limpieza y mantenimiento, los cuales ante las inclemencias de la naturaleza se ven afectados de manera considerable.

Los beneficiarios directos del proyecto, serán los agricultores de la zona y los pobladores del caserío Potrerillo quienes tendrán una mejora en la calidad de vida, debido al incremento de la producción y reducción del costo de operación y mantenimiento lo que conlleva el aumento de sus ingresos.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Entre los diversos estudios y bibliografía relacionada con el presente proyecto, se tiene:

Autoridad Nacional del Agua ANA. 2010. Criterios de Diseños de Obras Hidráulicas para la Formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico. Lima: Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales.

En este manual se presenta los estudios y pasos que se deben seguir para un análisis y diseño de una bocatoma de montaña, diseño de canales abiertos como también las consideraciones para la construcción y mantenimiento de la bocatoma y canales para la conservación del agua.

Mansen, Alfredo. 2006. Diseño de Bocatomas. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería. Apuntes de clase.

El autor del libro, explica de manera detallada, el desarrollo histórico de las bocatomas, así como los fundamentos y criterios a ser tomados en cuenta al previo al diseño de dichas estructuras. Además detalla el diseño hidráulico, los tipos de bocatomas existentes, así como los análisis y tratamiento de datos de descarga necesarios para un proyecto.

García, Eduardo. 2009. Manual Páctico de Pequeñas Irrigaciones. Perú.

En el manual, se detalla el carácter integral de los aspectos a considerarse en los programas y proyectos de riego, que comprenden planificación, desarrollo y diseño. Además brinda un tipo de ayuda memoria con todos los aspectos a considerarse. El manual comprende 2 partes. La primera se refiere a la conceptualización del proyecto y lo conforma el planeamiento y su desarrollo. La segunda parte se refiere a los aspectos técnicos y lo conforman la demanda y la oferta de agua y el diseño de la infraestructura.

Rocha, Arturo. 2003. La Bocatoma, Estructura Clave en un Proyecto de Aprovechamiento Hidráulico. Perú: Revista Ingeniería Civil.

En el presente documento, el autor, da definiciones básicas de bocatomas, aspectos del planeamiento de obras de captación, condiciones de diseño, funciones adicionales de una bocatoma, y otros aspectos importantes para el diseño de bocatomas.

Chuquillanque, Pedro. 2002. Construcción y Caracterización del Mejoramiento del Canal El Lanche. Piura. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, Universidad de Piura.

Esta tesis tiene la finalidad de presentar en forma muy breve y concisa la construcción del proyecto “Mejoramiento del canal El Lanche”. Este proyecto fue ejecutado por el Proyecto Nacional de Manejo de Cuencas Hidrográficas y Conservación de Suelos (PRONAMACHCS), la cual se encuentra ubicada en la sierra Piurana. En este informe se detallan las actividades de las obras civiles que se realizaron y en los cuales tuve la oportunidad de trabajar, por espacio de cuatro meses, hasta que se culminó y liquidó la obra.

Tejada, Hebert. 2014. Estudio Hidrológico de las Máximas Avenidas de la Sun Cuenca Juana Ríos – Chancay - Lambayeque. Tesis para optar por el título de Ingeniero Agrícola, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

La presente tesis, tiene como finalidad, generar información hidrológica, para que pueda ser utilizada para medidas preventivas y disminución de riesgos de desastres como inundaciones en la parte baja de la cuenca.

Coronel Altamirano, Ever D. Diseño del canal partidior San Pedro - Ucupe, distrito Lagunas, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Tesis Pre grado, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo

En este documento se presenta el estudio y diseño de un canal de riego, para la realización de dicho documento se han realizado estudios hidrológicos, estudios de mecánica de suelos, estudios topográficos y socio económicos para luego llevar al diseño del canal.

Rodríguez, Pedro. (2008). Hidráulica de Canales. Perú

En este documento el autor da una clasificación de los canales y su aplicación, así como las características geométricas e hidráulica de un canal. Clasificación de los tipos de flujos, cálculo de tirantes normales, velocidades normales y pendientes normales. El diseño de canales de flujo uniforme cubre canales revestidos y no revestidos y plantea ejemplos prácticos.

Ministerio de Economía y Finanzas. (2011). Guía para la formulación de proyectos de inversión existentes. Lima: Forma e Imagen.

Esta guía presenta conceptos básicos y contenidos para la elaboración de un estudio de preinversión, de un proyecto de inversión pública de riego menor. El objetivo es que se realicen proyectos sostenibles.

Ministerio de Agricultura. (2005). Formulación del Inventario de la Infraestructura de Riego y Drenaje y Vías de Comunicación en los Distritos de Riego del Perú.

En el inventario, se presenta criterios, técnicas y procedimientos a seguir para la formulación de infraestructuras de riego y drenaje. Además permite conocer las características, problemas, limitaciones y potencialidades (de mejoramiento), de la infraestructura hídrica de operación de los sistemas de riego y drenaje. Proporciona información básica y detallada que permite la planificación y programación del

diagnóstico, plan de mantenimiento y reglamentos para la rehabilitación, mejoramiento y aplicación de la infraestructura de los sistemas de riego y drenaje.

Villón, Máximo. (2005). Estructuras Hidráulicas. Segunda edición. Perú:Editorial Villón.

En este libro, el autor, proporciona información y fórmulas para el cálculo sobre: transición de canales, cálculo de longitud de transición, pérdidas por infiltración y los factores que influyen en las pérdidas, rápidas, cédas, vertederos lateral, desarenadores puente canal, sifones invertidos, alcantarillas, toma lateral.

Rosell, César. (1998). Irrigación . Segunda edición. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

El autor del libro, muestra tanto la importancia de la irrigación así como los aspectos que influyen de manera directa en la misma. Además brinda información del diseño de obras hidráulicas diversas como: canales de riego, desarenadores, bocatomas, caídas, rápidas, sifones, estructuras de bombeo, entre otras. También resalta la importancia de la formulación de este tipo de proyectos así como la evaluación económica y financiera de los mismos.

E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES

El objetivo de esta norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificios y otras obras indicadas en esta norma. Los EMS se ejecutaran con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras promover la utilización racional de los recursos.

El ámbito de aplicación de la norma comprende todo el territorio nacional. Las exigencias de esta norma se consideran mínimas.

La presente norma no toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya presunción de la existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas en origen natural o artificial. En ambos casos deberán efectuarse estudios específicamente orientados a confirmar y solucionar dichos problemas.

2.2. BASES TEÓRICO – CIENTÍFICAS.

Las obras de toma son estructuras hidráulicas, que permiten la captación del recurso hídrico, para posteriormente utilizarlo en la generación de energía eléctrica, irrigación, abastecimiento de agua potable, etc.

Dentro de las principales obras de toma tenemos:

- **Toma superficial**
Bocatomas.
- **Toma sub superficial**

Galerías filtrantes.

- **Toma subterránea**

Aducción por bombeo.

2.2.1. BOCATOMAS.

El ingeniero Cesar Arturo Rosell Calderon, define a la Bocatoma como la estructura que se contruye para elevar el nivel del agua de un cauce con la finalidad de derivar una parte del cuadal del río, para utilizar el agua en proyectos de irrigación, generación de energía hidroeléctrica o de abastecimiento de agua potable. También define a las tomas como las estructuras que abastecen a un canal desde una laguna natural o de una presa.

2.2.1.1. Tipo de bocatomas.

Principales tipos de bocatomas según el Ing. Cesar Arturo Rosell Calderón:

Las bocatomas pueden consistir simplemente en zanjas practicadas en las orillas del río, en esas condiciones se denominan tomas rústicas. Se contruyen en el río para levantar el pelo del agua antes de la zanja, se llama toma con presa derivadora o barraje.

a) Bocatomas directas.

Son posibles de diseñar cuando no se quiere tener una estructura costosa, se trata de una toma que está ubicada directamente hacia el río, su ventaja es que no necesita la construcción de una presa derivadora, sin embargo puede tener una disminución de la capacidad en las épocas de estiaje y ser obstruida en las crecidas del río.

- **Bocatomas directa frontal:** que tiene captación normal a la dirección del flujo, lo cual ocasiona continuas erosiones en las paredes del canal de ingreso.
- **Bocatoma directa lateral:** tiene captación en la margen del río mediante una abertura ejecutada en la misma y se controla el ingreso de agua en forma transversal al flujo del río mediante compuertas, evitando así el ingreso de sólidos.

b) Bocatomas con presa derivadora:

Se trata de una toma que realiza la captación de las aguas del río mediante el cierre del cauce con una presa derivadora, que asegura una captación más regular de las aguas, debido al remansamiento producido.

c) Bocatoma de barraje fijo:

Cuando una presa derivadora lo constiuye un elemeto rígido , generalmete de concreto. Se prefiere de este tipo de bocatomas en los ríos caudalosos y torrentosos cuando el volumen direivado es menor que el caudal medio de río.

d) Bocatoma de barraje movil:

Cuando la contención del agua se efectúa mediante una serie de pilares que soportan compuertas que cierran el curso y elevan el nivel para derivar parte de las las aguas del proyecto. Su principal ventaja es su versatilidad para modificar el tirante del agua y para la eliminación de solidos. Se prefiere en ríos caudalosos con pendientes suaves.

e) Bocatoma de barraje mixto:

Si una parte del cauce es cerrado con un elemetno fijo y otra parte con una estructura móvil. Esta solución es ideal para los ríos de la costa, dónde sus crecidas arrastran gran cantidad de sedimentos y en los estiajes disminuyenn sus gastos.

f) Toma tirolesa o caucasiana:

Se llama también sumergida, sus estructura de captación se encuentran dentro de la sección de la presa derivadora , en una cavidad protegida por rejillas, qe impiden ek ingreso de materiales sólidos.

2.2.1.2. Estructuras Principales de una Bocatoma:

Rossell Arturo (1999) en su libro "Irrigación" menciona los elementos principales de la bocatoma, a los siguientes:

- **Muros o diques de encauzamiento:**

Su objeto es encauzar el río y proteger los terrenos ribereños aguas arriba de la toma y evitar desbordamientos como consecuencia de la instalación del barraje. Los muros pueden ser de concreto armado, de tipo presa de gravedad, de tierra y de enrocamiento.

- **Presa derivadora:**

Llamada también cortina, azud o barraje. Es una represa construida transversalmente al río con objeto de levantar el tirante y facilitar el ingreso de agua en el bocal de toma.

Como se indicó anteriormente existen tres soluciones, la toma de barraje fijo, barraje móvil y barraje mixto, según sea una estructura

totalmente sólida o sea enteramente conformada con compuertas o simultáneamente con ambas.

- **Canal de Limpia:**

Esta estructura tiene la finalidad de eliminar los sólidos que se depositan delante de las ventanas de captación.

- **Bocal de toma:**

Es la estructura que está ubicada en una de las márgenes del río, hacia aguas arriba de la presa derivadora y tiene por objeto captar las aguas; consta de un vertedero u orificio de captación protegido de rejillas y para su operación se instalan compuertas de protección y de regulación.

2.2.2. GALERÍA FILTRANTE:

Según la tesis: *“Diseño de una Bocatoma en el Distrito de Pucará, Provincia De Jaén, Región Cajamarca”*, elaborada por Chinguel Aguilar Daniel, se tiene la siguiente información referente a galerías filtrantes:

2.2.2.1. Definición:

Una galería filtrante es un conducto perforado construido en profundidad en el lecho permanente de un río. Las galerías se diseñan para captar el flujo subsuperficial que escurre a través del material permeable del río, o adicionalmente el flujo superficial. Las galerías pueden descargar su flujo ya sea por gravedad o por bombeo.

Las galerías son uno de los dos métodos más frecuentes usados para captar el flujo de los lechos de los ríos. El otro es el de los azudes o tomas directas. La descarga puede ser por gravedad, a niveles más bajos que la galería, aunque para esto se necesita recorrer una cierta distancia hasta salir a la superficie. Otra forma es por bombeo desde una cámara situada a un extremo de la galería.

El uso de galerías filtrantes es adecuado en los siguientes casos:

- Cuando una toma superficial no es confiable
- Cuando la construcción de una galería podría ser la forma más barata de captar el flujo subsuperficial o superficial.
- Cuando no es posible fundar la presa derivadora en material impermeable, lo que puede causar pérdidas de agua.

2.2.2.2. Localización y orientación de la galería:

Existen varios factores de igual importancia que afectan la orientación y ubicación de una galería.

Las principales características que afectan la selección del sitio de ubicación, la profundidad de la galería y su orientación son:

- Dominio del área a ser servida
- Estabilidad del río
- Profundidad del agua y profundidad de socavación
- Derechos de terceros
- Orientación de la galería

Dominio del área a ser servida

La galería debe estar ubicada por encima del área que se propone regar, a menos que se planifique bombeo. Esta altura debe comprender naturalmente el canal o tubería de conducción entre la galería y la zona de riego. Dada la inexactitud de los métodos para determinar la disponibilidad de flujo subsuperficial, se recomienda que el sistema de descarga sea diseñado para un flujo 25 % más grande que el flujo máximo calculado.

Estabilidad del río

El río debe ser estable, es decir que no tenga meandros y que no sea susceptible a erosión. Un río que sedimenta es más aceptable para una galería, mientras que en general no lo es para una presa derivadora. Los signos de que el río es erosionable o sedimentable son difíciles de determinar. Los habitantes de la zona son la mejor fuente de información. Es preferible un lecho bien definido, sin muchos brazos, mejor si está confinado entre dos serranías.

Profundidad de la galería

La profundidad de la galería viene determinada por cinco factores:

- La profundidad a la cual se puede captar el máximo flujo.
- La profundidad de la roca en el lecho.
- La máxima profundidad de excavación posible.
- La máxima profundidad desde la cual se puede dominar el área de riego.
- La mínima profundidad para evitar problemas de erosión.

El costo también condiciona la profundidad a la cual se considera económicamente conveniente realizar las excavaciones. Pequeños montos de excavación adicional podrán incrementar el costo de los

trabajos, ya que se incrementa también la excavación de la conducción y el costo del bombeo durante la construcción.

La profundidad mínima puede ser también condicionada por la máxima profundidad de socavación.

Derechos de terceros

Dónde se va a construir una galería, deben estar bien definidos los derechos de terceros, tanto al agua como al sitio de la galería y del canal de salida. Para esto se recomienda un recorrido general del río, tanto aguas arriba como aguas abajo, a fin de determinar si no se presentarán reclamos.

Orientación de la galería

Depende del tipo y ubicación del flujo a ser captado y otras condiciones del sitio. Se distinguen tres tipos de orientación:

- La orientación más apropiada para captar el flujo subsuperficial es atravesando el río, ya que intercepta todo el flujo. Se debe investigar si el flujo subsuperficial ocupa todo el lecho del río.
- Para captar flujo superficial, se debe presentar máxima área de filtro al flujo, entonces se prefiere galería longitudinal, colocada donde se mantiene el flujo permanente. Si el flujo se mueve, es mejor una galería diagonal.
- La galería diagonal es también adecuada cuando se deben captar tanto flujo superficial como subsuperficial, pero es mejor la combinación de galerías, una galería en T, donde la longitudinal capta flujo superficial y la transversal el flujo subsuperficial.

Investigaciones preliminares

Las investigaciones detalladas son caras y en una primera instancia se debe aplicar un método económico para determinar si un sitio en particular es adecuado para la construcción de una galería filtrante. Donde se va a captar flujo subsuperficial, se necesita determinar cómo primeros datos la profundidad y pendiente del nivel freático. Si este nivel está a más de 1.80 m., se debe analizar bien la construcción por los costos.

Se debe excavar un pozo en el eje de la galería y otros dos, uno aguas arriba y otro, aguas abajo, a unos 50 m. del eje. Así se determina la pendiente del nivel freático. El flujo aproximado se puede entonces determinar utilizando la ecuación de Darcy, que se explicará más adelante. Los coeficientes de permeabilidad para diferentes muestras de suelo, se encuentran detalladas en la siguiente figura.

Tabla N° 2. 1: Coeficientes de Permeabilidad para diferentes muestras de suelo.

Material	k cm./seg.	k en m/día (aprox.) ⁵
Grava limpia	> 1	> 1000
Arena gruesa limpia	1 a 10^{-2}	1000 a 10
Mezcla de arena	10^{-2} a $5 \cdot 10^{-3}$	10 a 5
Arena fina	$5 \cdot 10^{-3}$ a 10^{-3}	5 a 1
Arena limosa	$2 \cdot 10^{-4}$ a 10^{-4}	2 a 0.1
Limo	$5 \cdot 10^{-4}$ a 10^{-5}	0.5 a 0.001
Arcilla	$< 10^{-6}$	< 0.001

Fuente: Daniel Chinguel Aguilar, (Tesis: Diseño de una Bocatoma en el Distrito de Pucará, Provincia De Jaén, Región Cajamarca).

Disponibilidad de agua superficial

Cuando la galería se propone para captar una porción importante de flujo superficial, entonces este debe ser monitoreado por un período suficiente para determinar el flujo disponible a lo largo del año y la variación entre años. Se debe averiguar la existencia de información disponible de estaciones cercanas. Se debe aforar el agua disponible el día de la visita y preguntar sobre su variación a lo largo del año, averiguar si hay agua en el período crítico de estiaje y su cantidad. Por comparación con registros de estaciones confiables, se debe analizar si el año medido corresponde al año seco, lluvioso o medio.

Investigaciones subsuperficiales

Se hacen para determinar cuatro parámetros:

- La profundidad y el perfil de la roca madre, a fin de determinar la profundidad de flujo y la máxima profundidad a la cual se puede fundar la galería.
- La profundidad del nivel freático.
- Para confirmar y cuantificar la cantidad del flujo subsuperficial, aplicando la ecuación de Darcy. Para esto se debe determinar el área del flujo, la pendiente del nivel freático y la permeabilidad del material.
- Para determinar los parámetros físicos de los materiales del lecho del río para el diseño del filtro de la galería y la profundidad de socavación.

Estos parámetros se determinan excavando un número de pozos y realizando ensayos. Otro número de pozos será requerido para determinar las propiedades físicas del material del lecho del río.

Dónde:

Q = caudal en m^3/s

k = coeficiente de permeabilidad en m/s

i = gradiente hidráulico

A = área de la sección transversal del flujo (m^2)

El área de la sección transversal se determina fácilmente de los perfiles de los pozos. El gradiente hidráulico del flujo subsuperficial se debe determinar de los niveles de agua en los piezómetros. La permeabilidad se determina de las pruebas de bombeo. Cuando la permeabilidad varía ampliamente a través del río, se debe aplicar la ecuación por secciones, con su propia área, permeabilidad y nivel freático y sumar todas las áreas bajas. Este método también permite definir bien donde ubicar la galería.

Parámetros físicos del material del lecho del río

La granulometría del material del lecho del río se debe determinar para:

- La estimación preliminar de la permeabilidad.
- Para el diseño del filtro.
- Para la estimación de la profundidad de socavación.

Las muestras se deben tomar de los pozos, o se debe cavar expresamente con este propósito si se ha presentado mucha mezcla del material. Además los pozos permiten ver claramente los diferentes perfiles del río. La granulometría se determina por medio de tamices de muestras representativas del río. Se puede aplicar la serie estándar americana.

Velocidad de Infiltración

Cuando se propone captar también el flujo superficial por la galería, será necesario determinar la velocidad a la cual el flujo superficial se puede infiltrar en el material del lecho del río.

Como una idea de la velocidad de infiltración, se tienen los siguientes datos:

Figura N° 2. 2: Velocidad de Infiltración para distintos tipos de suelos.

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN	
Muy arenoso	20-25 mm/h
Arenoso	15-20 mm/h
Limo-arenoso	10-15 mm/h
Limo-arcilloso	8-10 mm/h
Arcilloso	< 8 mm/h

Fuente: Daniel Chinguel Aguilar, (Tesis: Diseño de una Bocatoma en el Distrito de Pucará, Provincia De Jaén, Región Cajamarca).

Caudales de Crecidas

La magnitud de los caudales para diferentes períodos de retorno debe ser determinados, principalmente para estimar la profundidad de socavación en el río. Se debe usar un período de retorno de por lo menos 50 años.

Métodos de Construcción:

Según investigaciones realizadas, se tiene a cuatro métodos más resaltantes, en construcción de galerías filtrantes:

- Secciones de caja de alcantarilla de C°A°, con ranuras o agujeros.
- Cajas de alcantarilla con paredes de mampostería, piso y cubierta de concreto.
- Tubos de concreto perforados.
- Tubos de drenaje de acero galvanizado, corrugado y perforado.

Se considera que el segundo tipo es el de mayores ventajas por ser más rápido de construir y porque disminuye el peligro de daños por crecidas. Los dos últimos son más baratos pero tienen varias desventajas. Las galerías necesitan ser limpiadas periódicamente. La frecuencia de la limpieza depende de la calidad del diseño de los filtros y del tamaño de las ranuras de la galería.

Por esta razón los tubos ranurados o perforados de PVC de 12” de diámetro que algunos proponen, no se consideran adecuados. Dado que la galería tiene que permitir la entrada de un hombre, la galería debe tener por lo menos 1.20 m de altura y 0.90 m de ancho. En caso de usar tubería, debe tener por lo menos 4 pies de diámetro.

Diseño hidráulico, flujo superficial

Las galerías que captan flujo superficial se colocan generalmente en posición longitudinal o diagonal al lecho del río. Se encuentran rodeadas por filtros graduados altamente permeables que se extienden desde la superficie del río. La infiltración del flujo superficial al filtro y a la galería se ve limitada por 3 condiciones:

- La velocidad de infiltración del río en el filtro.
- La permeabilidad del filtro.
- El flujo en las ramas de la galería.

Para diseñar una galería y el filtro es necesario revisar cada una de estas condiciones. Primero, la velocidad de infiltración determinada anteriormente, esto porque después de unas pocas crecidas sobre el filtro, la velocidad de infiltración en la capa superior del filtro tomará la del curso natural del río.

Para obtener la tasa de infiltración, se debe multiplicar la velocidad de infiltración por el área del filtro sobre la cual la corriente estará en contacto. El área de contacto depende del ancho de la corriente, la orientación de la galería, el ancho del filtro en la superficie y la movilidad de la corriente. Los posibles casos son los siguientes:

- a. Para la galería longitudinal, si la corriente es más delgada que el filtro, el área es $L*b$, y si es más ancha, es $L*B$.
- b. Para una galería transversal donde la corriente puede ser móvil o fija, el área es de $b*B$.
- c. Para una galería diagonal donde la corriente puede ser móvil o fija, el área es: $A = (B/\text{sen}\alpha)*b$.

Para la segunda condición, es decir para determinar la tasa de flujo a través de la capa de filtro, se debe usar la siguiente ecuación:

$$Q_u = \frac{2\pi * k * H}{\ln\left(\frac{2d}{r}\right)}$$

Dónde:

- Q_u = caudal que se puede obtener por unidad de longitud de galería
- d = profundidad del centro de la galería por debajo del lecho del río.
- r = radio de una galería circular, o la media de la mitad de la altura y ancho de la galería rectangular.
- k = Permeabilidad de la capa del filtro

H = Profundidad del flujo sobre la galería, desde el nivel del agua.

El caudal total será:

$$Q = Qu * L$$

En la fabricación las ranuras de la galería debe estar de acuerdo según las recomendaciones dadas, la entrada del flujo de agua no será un factor limitante.

Localización de ranuras y área ranurada

La localización de las ranuras y el área abierta de la galería dependerán de:

- La cantidad de flujo.
- La orientación de la galería.
- La forma de entrada de flujo.
- El flujo que debe pasar aguas debajo de la galería.
- La integridad estructural de la galería.

A fin de asegurar que las pérdidas por entrada a la galería sean pequeñas se recomienda que la velocidad de entrada a las ranuras se limite a un mínimo de 0.1 pies/s (0.03m/s, correspondiente a la velocidad máxima permisible del ingreso del agua hacia la galería en arenas gruesas). Se sugiere que esta velocidad se mantenga incluso con el 50% de las áreas ranuradas bloqueadas.

El ancho de las ranuras debe ser como máximo de 1.5 mm y debe diseñarse de acuerdo con el diseño de la capa del filtro adyacente, de modo que este material no pueda pasar por las ranuras.

Cuando el área abierta es insuficiente para satisfacer las condiciones hidráulicas descritas anteriormente, y que satisfagan la máxima velocidad de entrada, entonces se debe alargar la galería.

Diseño del Filtro – empaque de grava

Las galerías requieren ser cubiertas por un filtro gradado, usualmente de varias capas. El filtro se diseña para dar una alta permeabilidad rodeando a la galería para asegurar la mínima resistencia hidráulica para el flujo que entra y evitar de esta manera que el material del río entre a la galería a través de las ranuras.

Para una galería que capta flujo subsuperficial, el diseño de los filtros es la capa más fina se coloca hacia afuera y la más gruesa hacia adentro. La gradación de los filtros debe cumplir siempre las siguientes reglas, establecidas por Terzaghi:

$$\frac{d_{15, filtro}}{d_{85, filtro}} < 5 \quad 40 > \frac{d_{15, filtro}}{d_{15, filtro}} > 5 \quad \frac{d_{50, filtro}}{d_{50, filtro}} < 25$$

Estos criterios dan respectivamente:

- Estabilidad para prevenir el movimiento de las partículas del suelo
- Permeabilidad
- Uniformidad

Cuando se grafican las curvas granulométricas, las curvas del filtro deben ser aproximadamente paralelas a las curvas del suelo subyacente. El filtro debe contener menos del 5% del material que pasa por el tamiz N° 200 (0.074 mm).

Para las capas internas del filtro, la capa debe ser diseñada con estos criterios, donde los parámetros del suelo se reemplazan por los parámetros relativos al filtro de abajo. Para la capa más interna, la gradación debe ser suficientemente gruesa como para prevenir que el material pase por las ranuras de la galería. Para asegurar esto, se debe seguir las siguientes reglas:

$$\frac{D_{85, filtro}}{a_R} > 2 \quad D_0 \text{ filtro} > \text{tamaño de la ranura } (a_R)$$

El espesor mínimo de la capa de filtro debe ser de 5 cm.

Cuando una galería capta flujo superficial, las capas del filtro deberían alcanzar la superficie del río. Pero si el material fino se colocará más arriba, sería fácilmente lavado por la primera crecida, entonces el estrato superior se diseña como una cubierta de protección, ya sea de gaviones o de grandes piedras. El filtro resulta entonces más fino, a fin de atrapar el material grueso que pueda moverse.

Cuando se usan piedras como material de protección encima del filtro, deben tener su tamaño de acuerdo a la siguiente fórmula del USBR:

$$v = 2.57 \cdot d^{0.5}$$

Dónde:

v = velocidad de flujo en pies/s

d = diámetro de las piedras (tamaño de los bloques) en pulgadas.

2.2.4. CANALES.

Básicamente un canal no es más que un cauce artificial de agua, siendo su

forma muy variada. La forma perfecta de un canal sería aquella que ofrece la menor resistencia al avance de las aguas y que la naturaleza ha demostrado que resulta ser la semicircular, pero dada la dificultad de ejecución de la misma (no existen máquinas con cuchillas curvas), se opta por secciones trapeciales, que resulten inscriptas dentro de una circunferencia.

Clasificación según el Ingeniero Eduardo García, en su Manual Práctico de Pequeñas Irrigaciones presenta lo siguiente:

El canal principal, se inicia luego del desarenador, o a veces directamente de la toma y conduce las aguas al área de riego.

Los objetivos que deberá cumplir son:

- Conducir el agua con el mínimo de pérdidas de conducción.
- Conservarse con un mínimo de mantenimiento y presentar las facilidades para su operación y mantenimiento.

El canal principal deberá diseñarse con el caudal necesario, de acuerdo al sistema de operación previsto, es decir con un horario diario de conducción, que puede variar desde 8 hasta 24 horas/día y en el diseño de su sección transversal deberá considerar los elementos siguientes:

- Canal con su sección transversal.
- Camino de inspección, por la berma exterior que de acuerdo a la importancia, circunstancias y necesidades puede ser vial o peatonal.
- Berma interior, en laderas, para preservar el canal contra la erosión y derrumbes de Talud.
- Obras de Arte, que garanticen el buen funcionamiento del canal bajo todas las condiciones de circunstancias naturales y de manejo.

El camino de inspección puede ser de 1.00 metro de ancho para uso peatonal y de 3 a 4 m cuando es vial con curvas de radio mínimo de 10 metros.

La berma interior variará de 0.5 a 1.0 metros, de acuerdo a las condiciones de la ladera.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.-

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.-

De acuerdo al diseño del proyecto, la investigación es *descriptiva*, porque se requiere de información adquirida de manera directa de la zona de estudio para así obtener una descripción profunda y detallada de los diversos componentes necesarios para la obtención de resultados para la investigación.

De acuerdo al fin que se persigue es *aplicada*. Se sustenta en los resultados de investigaciones y a partir de ellos se aplica para obtener los objetivos planteados.

3.1.2. HIPÓTESIS Y VARIABLES.-

El diseño de la bocatoma y el mejoramiento del canal del caserío Potrerillo, distrito de Llama, provincia de Chota, departamento Cajamarca; facilitará la ejecución del proyecto y garantizará la captación constante y reducción de las pérdidas del recurso hídrico, por lo que incrementará la producción agrícola de la zona.

3.1.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.-

Los beneficiarios directos son los pobladores del caserío Potrerillo ya que con el proyecto habrá mayor producción y con ello el aumento de los ingresos y mejora calidad de vida de los pobladores.

Los elementos principales para el estudio del proyecto son el canal de conducción, la captación y las obras de arte necesarias para el abastecimiento del recurso hídrico para la producción.

El muestreo para la recolección de datos será el siguiente:

- Levantamiento topográfico para el canal de conducción de la alternativa elegida, así como un kilómetro aguas hacia arriba y abajo del cauce del río a partir de la ubicación óptima para la captación.
- Seccionamiento topográfico del canal cada 20 metros.
- Toma de muestras de suelos cada 500 metros, las cuales se obtendrán mediante calicatas de 1 m x 1 m y 1.50 m de profundidad, para posteriormente en el laboratorio determinar las diferentes características del suelo de fundación.

3.2. METODOLOGÍA.-

3.2.1. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.-

El levantamiento topográfico consistió en la obtención de toda la información física del terreno, para así determinar los puntos sobre la superficie, y la posterior elaboración de los planos con curvas de nivel, los cuales sirvieron de base para los estudios y diseño del proyecto.

Para el trabajo de campo se tuvo en cuenta el siguiente procedimiento:

- Visita a la zona de trabajo, con el fin de planificar los trabajos a realizar, estableciendo puntos de referencia y de control.
- Antes de realizar el levantamiento topográfico, se hizo el reconocimiento previo del terreno en compañía del presidente de la comisión de regantes de la zona. Se elaboró un croquis, en el cual se planteaba las posibles rutas a seguir para así facilitar la realización de dicho levantamiento topográfico. Asimismo se ubicó la zona donde se encuentra la toma artesanal.
- Para los trabajos topográficos ejecutados en la zona, se realizó el levantamiento total de la superficie a beneficiar, de la captación, canal existente y del cauce del río (500 m aguas arriba y abajo desde el eje de la captación). El trabajo se hizo en 4 días calendarios con una cuadrilla de topografía.
- Para el inicio del trabajo de levantamiento topográfico se utilizaron puntos de control establecidos, en la que se hizo el uso del GPS Diferencial. Las coordenadas obtenidas, de los satélites utilizadas para el presente trabajo y la ubicación de los puntos de control, fueron poseionados con el sistema de referencia WGS-84 (World Geodetic System 1984 o sistema Geodésico Mundial de 1984), estas coordenadas pueden ser cartesianas (X, Y, Z) o Geodésicas φ , h , λ . (UTM), que para este caso se trabajó con las UTM.
- La zona en estudio se encuentra a una altura de 674 a 588 m.s.n.m., la topografía del lugar es accidentada. Control Altimétrico, La obtención de las cotas se ha dado a partir de la lectura GPS del BM-01; con lo cual se obtuvo como cota inicial del proyecto una altura de 674 msnm. A partir de estos valores se ha fijado el levantamiento a curvas de nivel y teniendo en cuenta el Sistema Geodésico Nacional de la Zona.

3.2.2. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO DE SUELOS.-

El estudio de Mecánica de Suelos tiene por finalidad determinar las características físico - mecánicas del suelo de fundación mediante trabajos de campo a través de excavaciones (calicatas), ensayos de laboratorio y trabajos de gabinete, para, a partir de ello, determinar los parámetros necesarios para el diseño.

El estudio de mecánica de suelo se realizó mediante tres etapas:

- Trabajo de Campo.
- Trabajo de Laboratorio
- Trabajo de Gabinete.

Trabajo de campo

Para la investigación geotécnica se realizaron exploraciones directas a cielo abierto, de 1m x 1m x .5 metros de profundidad y distanciadas en promedio 500.00m una de la otra de acuerdo a la Norma Técnica Peruana NTP 339.162 de la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.

En cada sondaje se ha extraído muestras de suelo, de acuerdo a la Norma Técnica Peruana NTP 399.150 (ASTM D2488).

De los diversos estratos se tomaron muestras representativas (5 kg aprox.), las que fueron descritas e identificadas teniendo en cuenta la ubicación, número de muestra y profundidad, para posteriormente colocarlas en bolsas de polietileno y trasladadas al Laboratorio.

Trabajo de laboratorio

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.

Cuadro N° 3. 1: Normatividad de los ensayos realizados.

ENSAYOS ESTÁNDAR	NORMA
Análisis granulométrico	NTP 339.128 (ASTM D 422)
Contenido de humedad.	NTP 339.127 (ASTM D 2216)
Límite líquido y límite plástico.	NTP 339.129 (ASTM D 4318)
Clasificación unificada de suelos (SUCS).	NTP 339.134
ENSAYOS ESPECIALES	NORMA
Corte directo.	NTP 339.171
Contenido de Cloruros Solubles	NTP 339.177:2002
Contenido de Sulfatos Solubles	NTP 339.178:2002
Contenido de sales solubles totales	NTP 339.152:2008
Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto).	NTP 339.059:2001

Fuente: Elaboración propia.

- ***Contenido de humedad. (NTP 339.127)***

Este ensayo tiene por finalidad, determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo. El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

- ***Análisis granulométrico por tamizado. (NTP 339.128)***

Es un proceso mecánico mediante el cual se separan las partículas de un suelo en sus diferentes tamaños, denominado a la fracción menor (Tamiz No 200) como limo, Arcilla y Coloide. Se lleva a cabo utilizando tamices en orden decreciente. La cantidad de suelo retenido indica el tamaño de la muestra, esto solo separa una porción de suelo entre dos tamaños. Los tamices empleados son: 3", 2 ½", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/5", ¼", N° 4, N° 10, N° 40, N° 60, N° 100, N° 200.

- ***Límite Líquido Y Límite Plástico. (NTP 339.129)***

Límite líquido: Es el contenido de agua del material en el límite superior de su estado plástico.

Límite plástico: Es el contenido de agua del material en el límite inferior de su estado plástico.

Índice de plasticidad: Es el rango de contenido de humedad sobre el cual un suelo se comporta plásticamente. (IP = L.L. – L.P.)

- ***Corte Directo. (NTP 339.171)***

Este ensayo se realiza para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo a través de su Cohesión y de su Ángulo de Fricción Interna, de esta manera, se puede calcular la capacidad de carga de un suelo para estabilidad de taludes, excavaciones, etc. con fines de cimentación. Con el ensayo de Corte Directo se induce la ocurrencia de una falla en el espécimen de suelo a través de un plano localizado donde actúan dos fuerzas (o esfuerzos), un esfuerzo normal debido a una carga vertical aplicada externamente y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga horizontal.

- ***Contenido De Cloruros Solubles (NTP 339.177:2002)***

Mediante este ensayo se determina en forma cuantitativa el ion cloruro soluble en agua contenido en suelos y agua subterránea.

- ***Contenido De Sulfatos Solubles (NTP 339.178:2002)***

Mediante este ensayo se determina en forma cuantitativa el ion Sulfato soluble en agua contenido en suelos y agua subterránea.

- ***Contenido De Sales Solubles Totales (NTP 339.152:2008)***

Mediante este ensayo se determina en forma cuantitativa en ppm la cantidad de sales en suelos y agua subterránea.

- ***Peso Volumétrico (NTP 339.139: 2002)***

Mediante este ensayo se termina el peso volumétrico a la relación del peso de la masa de suelos entre su volumen de masa y su expresión es gr/cm³.

- ***Gravedad Específica (NTP 339.131:2002)***

Por este ensayo se termina la relación entre la masa de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada y la masa del mismo volumen de agua destilada y libre de gas, a la misma temperatura del suelo en condiciones saturadas y se expresa en gr/cm³.

- ***Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto) (NTP 339.059:2001)***

Mediante este ensayo me servirá para determinar la resistencia a la compresión se expresa en kg/cm².

3.2.3. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO.-

3.2.3.1. Información Básica.

Los datos necesarios para la delimitación de la sub cuenca de estudio fueron: Cartas Nacionales a escala del IGN, con equidistancia mínima de curvas de nivel. Los cuadrantes al que pertenece la sub cuenca son: 13-e, 14-d y 14-e y Cartas Nacionales a escala 1/100,000 del IGN digitalizadas en Sistema de Información Geográfica (SIG); cobertura: red hidrográfica, curvas de nivel y nombres de la red hidrográfica.

Mientras que para el cálculo del caudal máximo o caudal de diseño, se obtuvieron datos de la estación Llama, la cual cuenta con precipitaciones máximas en 24 horas y precipitaciones totales mensuales.

3.2.3.2. Área de la cuenca.

Es de suma importancia determinar las características de la cuenca como área, perímetro, sistema de drenaje, cobertura, características del relieve, etc. ya que influyen de manera directa en el caudal de diseño o avenida máxima.

3.2.3.3. Análisis de estadísticos de datos hidrológicos (modelos de distribución).

Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de precipitaciones en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de frecuencias. Esto implica efectuar ajustes de varias distribuciones teóricas a una determinada muestra, para comparar y concluir cuál de ellas se aproxima mejor a la distribución empírica.

Se dispone de un registro de datos hidrometeorológicos en la estación Llama (precipitación máxima en 24 horas), estos datos son sometidos a varias análisis de distribuciones, para posteriormente escoger el modelo probabilístico a que más se ajuste a la distribución teórica, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

Si el ajuste es bueno, se puede utilizar la distribución elegida, una vez encontrada la ley de distribución que rige a las variables aleatorias, además se podrá predecir con determinada probabilidad, la ocurrencia de una determinada magnitud, de un fenómeno hidrometeorológico. También se podrá determinar la magnitud de un fenómeno para un determinado periodo de retorno.

Las distribuciones teóricas detalladas en el Manual de Hidrología del MTC, que se utilizaron en el estudio, son las siguientes:

- **Distribución Normal o Gaussiana.**

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde:

$f(x)$ = Función densidad normal de la variable x

x = Variable independiente

μ = Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x

S = Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x

- **Distribución Log-Normal de dos parámetros.**

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{(-(x-x)^2/2S^2)} dx$$

Donde:

Donde X y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación (44) se reemplaza por una función $y = f(x)$, tal que $y = \log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log-normal, N (Y, SY). Los valores originales de la variable aleatoria x_1 deben ser transformados a $y = \log(x)$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i/n$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n - 1}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = a/S^3y$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3$$

Donde Cs es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).

- **Distribución Log-Normal de tres parámetros.**

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2 \left(\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{S_y} \right)^2}$$

Para: $x > x_0$

Donde:

x_0 = Parámetro de posición

μ_y = Parámetro de escala o media

Sy^2 = Parámetro de forma o varianza

- **Distribución Gamma de dos parámetros.**

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ = Parámetro de forma

β = Parámetro de escala

- **Distribución Gamma de tres parámetros o Pearson tipo III.**

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 = Origen de la variable x, parámetro de posición

γ = Parámetro de forma

β = Parámetro de escala

- **Distribución Gumbel**

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(X) = e^{-e^{-a(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

a = Parámetro de concentración

β = Parámetro de localización

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

x = Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} = Media de la serie.

k = Factor de frecuencia.

- **Distribución Log Gumbel.**

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

3.2.3.4. Determinación del periodo de retorno

El Periodo de Retorno T, se define como el tiempo o lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada, dicho de otra forma, es el intervalo de recurrencia promedio para un cierto evento. **(Cahuana, 2009)**

Estadísticamente el periodo de retorno es la inversa de la probabilidad de excedencia, es decir:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)}$$

O también puede ser representada por la probabilidad de no excedencia como se muestra a continuación (Manual de Hidrología, MTC).

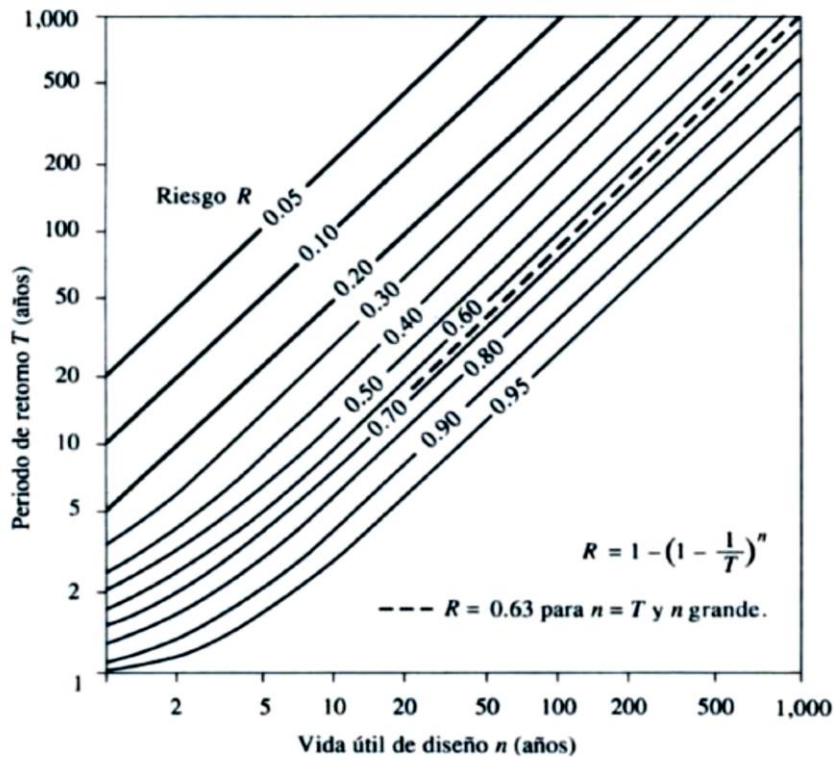
$$T = \frac{1}{1 - P(X \geq x)}$$

También es posible calcular el periodo de retorno a partir del riesgo de fallo y del número de años de vida útil, como sigue a continuación:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Para la determinación del periodo de retorno de la tormenta de diseño, determinó el riesgo de fallo de la estructura teniendo en cuenta el tipo de estructura u obra a diseñar y el tiempo de vida útil de la misma. Para este caso, se ha considerado un tiempo de vida útil y un factor de riesgo de 40.

Figura N° 3. 1: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil.



Fuente: Ven Te Chow, Hidrología Aplicada.

Tabla N° 3. 2: Valores de Período de Retorno T (Años).

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
R										
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: MONSALVE, 1999.

Tabla N° 3. 3: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Fuente: Manual de Hidrología, MTC.

Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.

Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.

Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.

Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

* Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

**El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

3.2.3.5. Determinación de la tormenta.

La tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño

conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes se calculan utilizando procedimientos de lluvia- escorrentía y tránsito de caudales.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitaciones de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos. (Manual de Hidrología - MTC)

- **La Intensidad**

Que es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta es la intensidad máxima que se haya presentado. Es decir, la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo. De acuerdo a esto la intensidad se expresa de la siguiente manera:

$$i_m = P/t$$

donde :

i_m = Intensidad máxima en mm/h; t = Tiempo en horas;
 P = Precipitación en altura de agua en mm.

Intensidad máxima: Se considera que la intensidad máxima es la relación $i_m = dP/dt$, entonces esta intensidad máxima depende de la magnitud de dt : A mayor período de duración, menor intensidad por unidad de tiempo e inversamente a menor período de duración mayor intensidad. Las lluvias que ocasionan la descarga máxima a una cuenca son aquellas cuya duración es igual al tiempo de concentración. (Manual de Hidrología, MTC)

Para la determinación de la intensidad de lluvia, se utilizó el método de Frederick Bell, el cual utiliza las precipitaciones máximas en 24 horas. Éste método calcula una intensidad unitaria, para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 60 minutos y a partir de ella, calcular las demás Intensidades para diferentes duraciones y para cada periodo de retorno.

- **La Duración**

Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el período de duración, que es un determinado período de tiempo tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta. Tiene mucha importancia en la determinación de las intensidades máximas. (Manual de Hidrología, MTC)

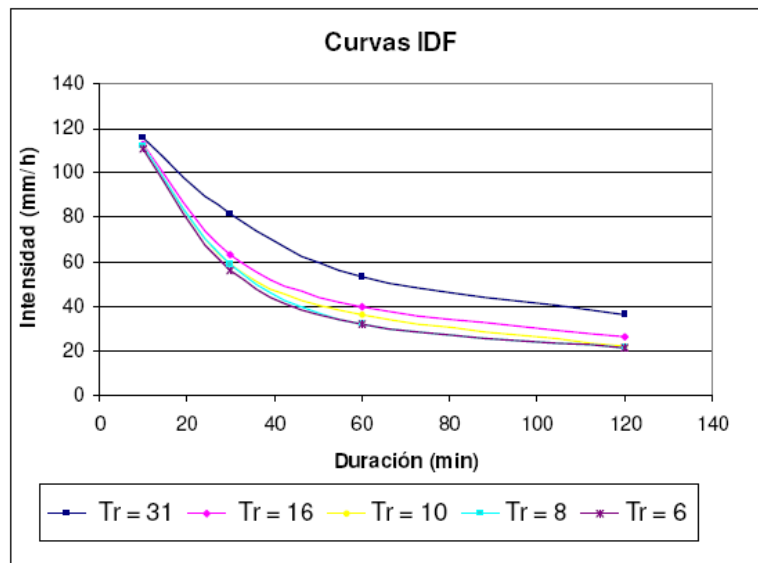
- **La Frecuencia**

Es el número de veces que se repite una tormenta de características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años. Así, se puede decir por ejemplo que; para tal localidad puede presentarse una tormenta de intensidad máxima igual a 56 mm/h con una duración de 30 minutos cada 10 años. (Manual de Hidrología, MTC)

- **Curvas I-D-F.**

Las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con que se puede presentar dicha intensidad, es decir su probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno. (Manual de Hidrología, MTC)

Figura N° 3. 2: Ejemplo de curvas de Intensidad, Duración y frecuencia.



Fuente: Manual de Hidrología – MTC.

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (T_c) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la

precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la Intensidad cuando no se disponga de información. (Manual de Hidrología, MTC).

Tabla N° 3. 4: Coeficientes de duración de lluvias entre 48 y una hora.

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual de Hidrología – MTC.

3.2.3.6. Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración, es el tiempo que tarda una gota de lluvia en llegar al punto de aforo desde el punto más lejano de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración T_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, etc. (Manual de Hidrología, MTC).

Tabla N° 3. 5: Fórmulas para la determinación del tiempo de concentración.

METODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947.L^{0.77}.S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525.(0.0000276.i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}.i^{0.667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035\frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C = coeficiente de escorrentía del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7.L^{0.6}.n^{0.6}}{I^{0.4}.S^{0.3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno-m/m.</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0.0136.L^{0.8}\left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67$ x retardo de la cuenca.

Fuente: Soil Conservation Service.

Para determinar el tiempo de concentración, se utilizó la Fórmula de Kirpich, quien tiene en cuenta la longitud del cauce principal del río y la pendiente promedio de la cuenca. Esta fórmula es recomendada para el cálculo del T_c en cuencas pequeñas.

3.2.3.7. Estimación de la máxima avenida.

Para determinar la avenida máxima en la cuenca de estudio, se utilizó el método Racional.

- **Método Racional.**

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ Km}^2$. Considerar que la duración de P es igual a T_c . (Manual de Hidrología – MTC)

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0,278 CIA$$

Donde:

Q : Descarga máxima de diseño (m^3/s).

C : Coeficiente de escorrentía (ver tabla 16).

I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h).

A : Área de la cuenca (Km^2).

Tabla N° 3. 6: Coeficientes de escorrentía método racional.

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Manual de Hidrología – MTC.

El valor del coeficiente de escorrentía se estableció de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de quebradas.

- **Método Racional Modificado. (Manual de Hidrología – MTC)**

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0,278 CIAK$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m^3/s).

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h).

A: Área de la cuenca (Km^2).

K : Coeficiente de Uniformidad.

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

Tiempo de Concentración (T_c)

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:

L : Longitud del cauce mayor (Km)

S : Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Coeficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (horas).

Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (K_A)

$$K_A = 1 - (\log_{10}A/15)$$

Donde:

A : Área de la cuenca (Km^2)

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = K_A P_d$$

Donde:

K_A : Factor reductor

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

Intensidad de Precipitación (I)

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida (mm)

T_c : Tiempo de concentración (horas)

Coefficiente de Escorrentía (C)

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11P_o)^2}$$

Donde:

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

P_o : Umbral de escorrentía $= \frac{5000}{CN} - 50$

CN: Número de curva.

3.2.4. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA OFERTA.-

Al no disponer de un registro de caudales mensuales en la zona de estudio, utilizando el método Lutz Scholz se calculó y determinó la demanda.

El método de Lutz Scholz utiliza parámetros físicos y meteorológicos de la cuenca, los cuales pueden ser obtenidos a través de mediciones cartográficas y de campo. Es un método combinado porque cuenta con una estructura determinística (Balance Hídrico para la determinación de caudales) y una estocástica (Procesos Markoviano – Estocástico, para la generación de series extendidas de caudal), y fue desarrollado por el Plan Meris II para las cuencas de la sierra peruana ya que estas no disponen de un registro de caudales mensuales.

Ecuación del Balance Hídrico

Este método fue propuesto por Fisher, el cual permite la obtención de los parámetros de escorrentía del año promedio en la cuenca.

$$CM_i = P_i - D_i + G_i - A_i$$

Donde:

CM_i= Caudal mensual (mm/mes).

P_i= Precipitación mensual sobre la cuenca (mm/mes).

D_i= Déficit de escurrimiento (mm/mes).

G_i= Gasto de la retención de la cuenca (mm/mes).

$A_i =$ Abastecimiento de la retención (mm/mes).

- Es necesario tener en cuenta que para periodos largos (de un año a más) el gasto y el abastecimiento de la retención tienen el mismo valor. Además que parte de la precipitación retorna a la atmósfera por medio de la evaporación. (Método de Lutz Scholz)

Reemplazando (P-D) por (CP), y tomando en cuenta la transformación de unidades (mm/mes a m³/seg) la ecuación se convierte en:

$$Q = c' * CP * (AR)$$

Que es la expresión básica del método racional.

Dónde:

Q = Caudal (m³/s).

c' = coeficiente de conversión del tiempo (mes/seg).

C = coeficiente de escurrimiento.

P = Precipitación total mensual (mm/mes).

AR = Área de la cuenca (m²).

- **COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C).**

Se ha considerado el uso de la fórmula propuesta por **L. Turc**:

$$C = (P-D)/P$$

Los coeficientes parciales de las curvas se encuentran con las expresiones.

$$C_I = (CP - PE_{II}) / (PE_I - PE_{II}).$$

$$C_{II} = (CP - PE_{III}) / (PE_{II} - PE_{III}).$$

$$C_{III} = (CP - PE_{II}) / (PE_{III} - PE_{II}).$$

Dónde:

C = Coeficiente de escurrimiento.

C_I, C_{II} y C_{III} = Coeficientes para cada grupo de curvas.

P = Precipitación Total anual (mm/año).

PE_I, PE_{II}, PE_{III} = Precipitación efectiva para cada grupo de curvas (mm).

D = Déficit de escurrimiento (mm/año).

Para la determinación de D se utiliza la expresión:

$$L=300+25(t)+0.05 (T)^3=646.70, \quad D=P 1/(0.9+P^2/L^2)^{(1/2)}$$

Siendo:

L = Coeficiente de Temperatura.

T = Temperatura media anual (°C).

Dado que no se ha podido obtener una ecuación general del coeficiente de escorrentía para la toda la sierra, se ha desarrollado la fórmula siguiente, que es válida para la región sur:

Dónde:

C = Coeficiente de escurrimiento.

D = Déficit de escurrimiento (mm/año).

P = Precipitación total anual (mm/año).

EP = Evapotranspiración anual según Hargreaves (mm/año).

r = Coeficiente de correlación.

La evapotranspiración potencial, se ha determinado por la fórmula de Hargreaves:

$$EP=0.0075 (RSM)(TF)(FA).$$

$$RSM=0.075(RA) \sqrt{(n/N)}.$$

$$FA=1+0.06(AL).$$

Dónde:

RSM = Radiación solar media.

TF = Componente de temperatura.

FA = Coeficiente de corrección por elevación.

TF = Temperatura media anual (°F).

RA = Radiación extraterrestre (mm de agua / año).

(n/N) = Relación entre insolación actual y posible (%).

50 % (estimación en base a los registros).

AL = Elevación media de la cuenca (Km).

- PRECIPITACIÓN EFECTIVA

Para el cálculo de la Precipitación Efectiva, se supone que los caudales promedio observados en la cuenca pertenecen a un estado de equilibrio entre gasto y abastecimiento de la retención. La precipitación efectiva se calculó para el coeficiente de escurrimiento promedio, de tal forma que la relación entre precipitación efectiva y precipitación total resulta igual al coeficiente de escorrentía.

Para fines hidrológicos se toma como precipitación efectiva la parte de la precipitación total mensual, que corresponde al déficit según el

método del USBR (precipitación efectiva hidrológica es el antítesis de la precipitación efectiva para los cultivos).

A fin de facilitar el cálculo de la precipitación efectiva se ha determinado el polinomio de quinto grado:

$$PE = a_0 + a_1 P + a_2 P^2 + a_3 P^3 + a_4 P^4 + a_5 P^5$$

Dónde:

PE = Precipitación efectiva (mm/mes)

P = Precipitación total mensual (mm/mes)

a i = Coeficiente del polinomio

A continuación se muestra los valores límite de la precipitación efectiva y la tabla 01 muestra los tres juegos de coeficientes, ai, que permiten alcanzar por interpolación valores de C, comprendidos entre 0.15 y 0.45.

Límite superior para Precipitación Efectiva

Curva I: $PE = P - 120.6$ para $P > 177.8$ mm/mes

Curva II: $PE = P - 86.4$ para $P > 152.4$ mm/mes

Curva III: $PE = P - 59.7$ para $P > 127.0$ mm/mes

De esta forma es posible llegar a la relación entre la precipitación efectiva y precipitación total.

$$C = Q/P = \sum_{i=1}^{12} (PE_i) / P$$

Dónde:

C = Coeficiente de escurrimiento.

Q = Caudal anual.

P = Precipitación Total anual.

$\sum_{i=1}^{12} [PE_i]$ = suma de la precipitación efectiva.

- **RETENCIÓN DE LA CUENCA**

Bajo la suposición de que exista un equilibrio entre el gasto y el abastecimiento de la reserva de la cuenca y además que el caudal total sea igual a la precipitación efectiva anual, la contribución de la reserva hídrica al caudal se puede calcular según las fórmulas:

$$R_i = C M_i - P_i$$

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i$$

Dónde:

CM_i = Caudal mensual (mm/mes)

PE_i = Precipitación Efectiva Mensual (mm/mes)

R_i = Retención de la cuenca (mm/mes)

G_i = Gasto de la retención (mm/mes)

A_i = Abastecimiento de la retención (mm/mes)

$R_j = G_i$ para valores mayores que cero (mm/mes)

$R_j = A_i$ para valores menores que cero (mm/mes)

Sumando los valores de G o A respectivamente, se halla la retención total de la cuenca para el año promedio, que para el caso de las cuencas de la sierra varía de 43 a 188 (mm/año).

Relación entre descargas y retención:

Durante la estación seca, el gasto de la retención alimenta los ríos, constituyendo el caudal o descarga básica. La reserva o retención de la cuenca se agota al final de la estación seca; durante esta estación la descarga se puede calcular en base a la ecuación:

$$Q_t = Q_0 e^{-a(t)}$$

Dónde:

Q_t = Descarga en el tiempo t

Q_0 = Descarga inicial

a = Coeficiente de agotamiento

t = Tiempo

Al principio de la estación lluviosa, el proceso de agotamiento de la reserva termina, comenzando a su vez el abastecimiento de los almacenes hídricos. Este proceso está descrito por un déficit entre la precipitación efectiva y el caudal real. En base a los hidrogramas se ha determinado que el abastecimiento es más fuerte al principio de la estación lluviosa continuando de forma progresiva pero menos pronunciada, hasta el final de dicha estación.

Coeficiente de agotamiento

Mediante la ecuación (100.1) se puede calcular el coeficiente de agotamiento "a", en base a datos hidrométricos. Este coeficiente no es constante durante toda la estación seca, ya que va disminuyendo gradualmente.

Con fines prácticos se puede desprestigiar la variación del coeficiente "a" durante la estación seca empleando un valor promedio.

El coeficiente de agotamiento de la cuenca tiene una dependencia logarítmica del área de la cuenca.

$$a=f(\ln AR)$$

$$a=3.1249E67(AR)^{-0.1144} (EP)^{-19.336} (T)^{-3.369} [(R)]^{-1.429}$$

$r=0.86.$

El análisis de las observaciones disponibles muestra, además cierta influencia del clima, la geología y la cobertura vegetal. Se ha desarrollado una ecuación empírica para la sierra peruana:

En principio, es posible determinar el coeficiente de agotamiento real mediante aforos sucesivos en el río durante la estación seca; sin embargo cuando no sea posible ello, se puede recurrir a las ecuaciones desarrolladas para la determinación del coeficiente “a” para cuatro clases de cuencas:

- Cuencas con agotamiento muy rápido. Debido a temperaturas elevadas (>10°C) y retención que va de reducida (50 mm/año) a mediana (80 mm/año):

$$a=-0.00252(\ln AR)+0.034$$

- Cuencas con agotamiento rápido. Retención entre 50 y 80 mm/año y vegetación poco desarrollada (puna):

$$a=-0.00252(\ln AR)+0.030$$

- Cuencas con agotamiento mediano. Retención mediana (80 mm/año) y vegetación mezclada (pastos, bosques y terrenos cultivados):

$$a=-0.00252(\ln AR)+0.026$$

- Cuencas con agotamiento reducido. Debido a la alta retención (> 100 mm/año) y vegetación mezclada:

$$a=-0.00252(\ln AR)+0.023$$

Dónde:

a = coeficiente de agotamiento por día.

AR = área de la cuenca (km²).

EP = evapotranspiración potencial anual (mm/año).

T = duración de la temporada seca (días).

R = retención total de la cuenca (mm/año).

- **ALMACENAMIENTO HÍDRICO**

Tres tipos de almacenes hídricos naturales que inciden en la retención de la cuenca son considerados: acuíferos, lagunas, pantanos y nevados.

La determinación de la lámina “L” que almacena cada tipo de estos almacenes está dado por:

Acuíferos:

$$LA = -750(I) + 315 \text{ (mm/año)}$$

Siendo:

LA = lámina específica de acuíferos

I = pendiente de desagüe: $I \leq 15 \%$

LL=500 (mm/año)

Lagunas y Pantanos

Siendo:

LL = Lámina específica de lagunas y pantanos.

Nevados

$$LN = 500 \text{ (mm/año)}$$

Siendo:

LN = lámina específica de nevados.

Las respectivas extensiones o áreas son determinadas de los mapas o aerofotografías. Los almacenamientos de corto plazo no son considerados para este caso, estando los mismos incluidos en las ecuaciones de la precipitación efectiva.

- **ABASTECIMIENTO DE LA RETENCIÓN**

El abastecimiento durante la estación lluviosa es uniforme para cuencas ubicadas en la misma región climática. En la región del Cusco el abastecimiento comienza en el mes de noviembre con 5%, alcanzando hasta enero el valor del 80 % del volumen final. Las precipitaciones altas del mes de febrero completan el 20 % restante, y las precipitaciones efectivas del mes de marzo escurren directamente sin contribuir a la retención. Los coeficientes mensuales expresados en porcentaje del almacenamiento total anual se muestran en la continuación:

Almacenamiento hídrico durante la época de lluvias (%)							
Región	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Total
Cusco	0	5	35	40	20	0	100
Huancavelica	10	0	35	30	20	5	100

Junín	10	0	25	30	30	5	100
Cajamarca	25	-5	0	20	25	35	100

La lámina de agua A_i que entra en la reserva de la cuenca se muestra en forma de déficit mensual de la Precipitación Efectiva PE_i . Se calcula mediante la ecuación:

$$A_i = a_i (R/100)$$

Siendo:

A_i = abastecimiento mensual déficit de la precipitación efectiva (mm/mes)

a_i = coeficiente de abastecimiento (%)

R = retención de la cuenca (mm/año)

- DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MENSUAL PARA EL AÑO PROMEDIO

Está basado en la ecuación fundamental que describe el balance hídrico mensual a partir de los componentes descritos anteriormente:

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i$$

Dónde:

CM_i = Caudal del mes i (mm/mes)

PE_i = Precipitación efectiva del mes i (mm/mes)

G_i = Gasto de la retención del mes i (mm/mes)

A_i = abastecimiento del mes i (mm/mes)

- GENERACIÓN DE CAUDALES PARA PERIODOS EXTENDIDOS

A fin de generar una serie sintética de caudales para períodos extendidos, se ha implementado un modelo estocástico que consiste en una combinación de un Proceso Markoviano de primer orden, según la ecuación (25) con una variable de impulso, que en este caso es la precipitación efectiva en la ecuación (26):

$$Q_t = f(Q_{t-1})$$

$$Q_t = g(PE_t)$$

Con la finalidad de aumentar el rango de valores generados y obtener una óptima aproximación a la realidad, se utiliza además una variable aleatoria.

$$Z = z(S) \sqrt{(1-r^2)}$$

$$Q_t = B_1 + B_2 (Q_{t-1}) + B_3 (PE_t) + z(S) \sqrt{(1-r^2)}$$

La ecuación integral para la generación de caudales mensuales es:

Dónde:

Q_t = Caudal del mes t .

Q_{t-1} = Caudal del mes anterior.

PE_t = Precipitación efectiva del mes.

B_1 = Factor constante o caudal básico.

Se calcula los parámetros B_1 , B_2 , B_3 , r y S sobre la base de los resultados del modelo para el año promedio por un cálculo de regresión con Q_t como valor dependiente y Q_{t-1} y PE_t , como valores independientes. Para el cálculo se recomienda el uso de software comercial (hojas electrónicas) o de uso específico (programas elaborados tales como el SIH).

El proceso de generación requiere de un valor inicial, el cual puede ser obtenido en una de las siguientes formas:

*Empezar el cálculo en el mes para el cual se dispone de un aforo.

*Tomar como valor inicial el caudal promedio de cualquier mes,

*Empezar con un caudal cero, calcular un año y tomar el último valor como valor Q_0 sin considerar estos valores en el cálculo de los parámetros estadísticos del período generado.

3.2.5. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.-

Para la determinación de la demanda, se utilizó el método de Blanney y Criddle, el cual hace uso de datos climáticos como la temperatura media mensual, porcentaje de horas luz en cada mes (están en función de la latitud), además se requiere de los coeficientes de cultivo; los cuales dependen de lo que se siembra en la zona o el lugar.

$$ET = K * F$$

Donde:

ET = evapotranspiración real total del cultivo expresada como lámina (cm).

K = coeficiente total de ajuste que depende del cultivo y de la ubicación de la zona de estudio.

$$F = \sum_1^n f$$

La sumatoria de los valores de “ f ” de todos los meses, desde el mes n° 01 hasta el mes n del cultivo.

Para el cálculo de f , se utiliza la ecuación:

$$\text{Dónde: } f = \left[\frac{T + 17.8}{21.8} \right] * P * \text{Duracion_mes}$$

- T es la temperatura promedio mensual (°C).
- P es el porcentaje de horas luz en el día en relación con el total anual (%).
- Duración _ mes, es la división del número de días considerados en un mes para el ciclo vegetativo del cultivo, dividido entre el número total de días que tiene el mes.

Tabla N° 3. 7: Coeficientes de cultivo K_C .

Cultivo	Periodo de crecimiento vegetativo	Coeficientes Globales	
		K_G	
		Región húmeda	Región árida
Aguacate	Todo el año	0.5	0.55
Ajonjolí	3 a 4 meses	0.8	
Alfalfa	Entre heladas	0.8	0.85
	En invierno	0.6	
Algodón	6 a 7 meses	0.6	0.65
Arroz	3 a 5 meses	1	1.2
Cacahuete	5 meses	0.6	0.65
Cacao	Todo el año	0.75	0.8
Café	Todo el año	0.75	0.75
Camote	5 a 6 meses	0.6	
Caña de azúcar	Todo el año	0.75	0.9
Cártamo	5 a 8 meses	0.55	0.65
Cereales de granos pequeños (Alpiste) (Avena) (Cebada) (Centeno) (Trigo)	3 a 6 meses	0.75	0.85
Cítricos	7 a 8 meses	0.5	0.65
Chile	3 a 4 meses	0.6	
Espárrago	6 a 7 meses	0.6	
Fresa	Todo el año	0.45	0.6
Frijol	3 a 4 meses	0.6	0.7

Fuente: Irrigación y drenaje, Enrique López.

IV. RESULTADOS

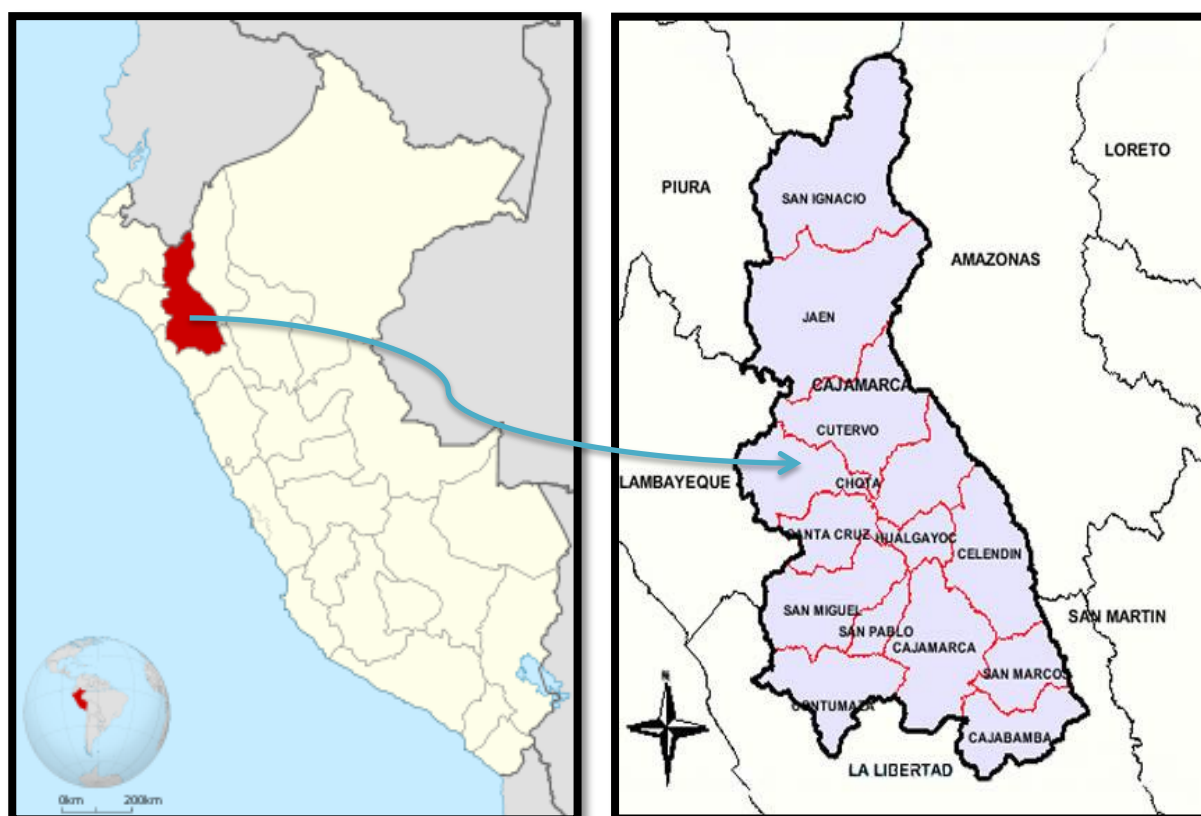
4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

1. Ubicación del proyecto.-

La zona en dónde se está realizando es proyecto se encuentra ubicado en el caserío Potrerillo, distrito Llama, provincia Chota, departamento Cajamarca.

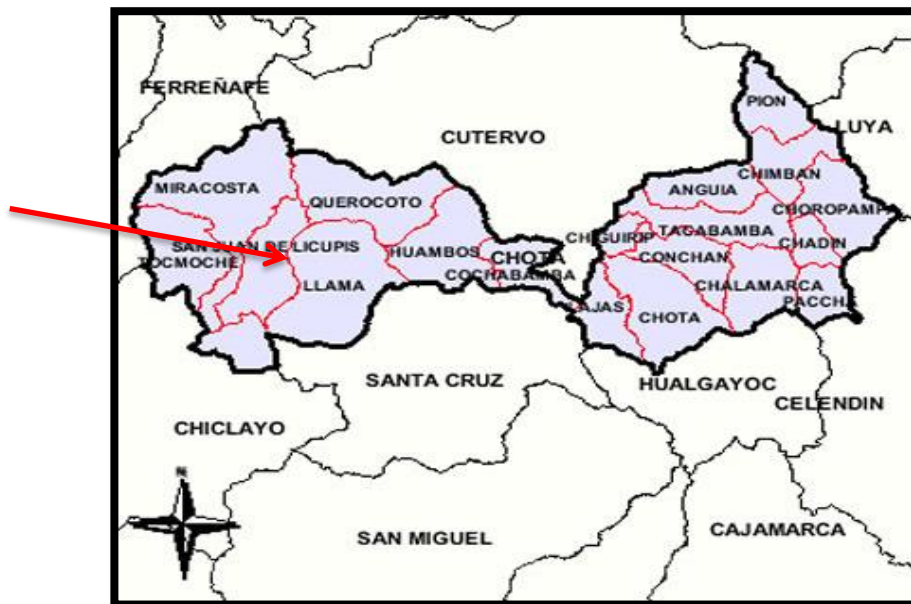
El área de estudio se encuentra ubicado entre las coordenadas UTM: 698919 E 9277612 N y a una altitud de 674 a 588 msnm.

Figura N° 4. 1: Mapa de la ubicación departamental.



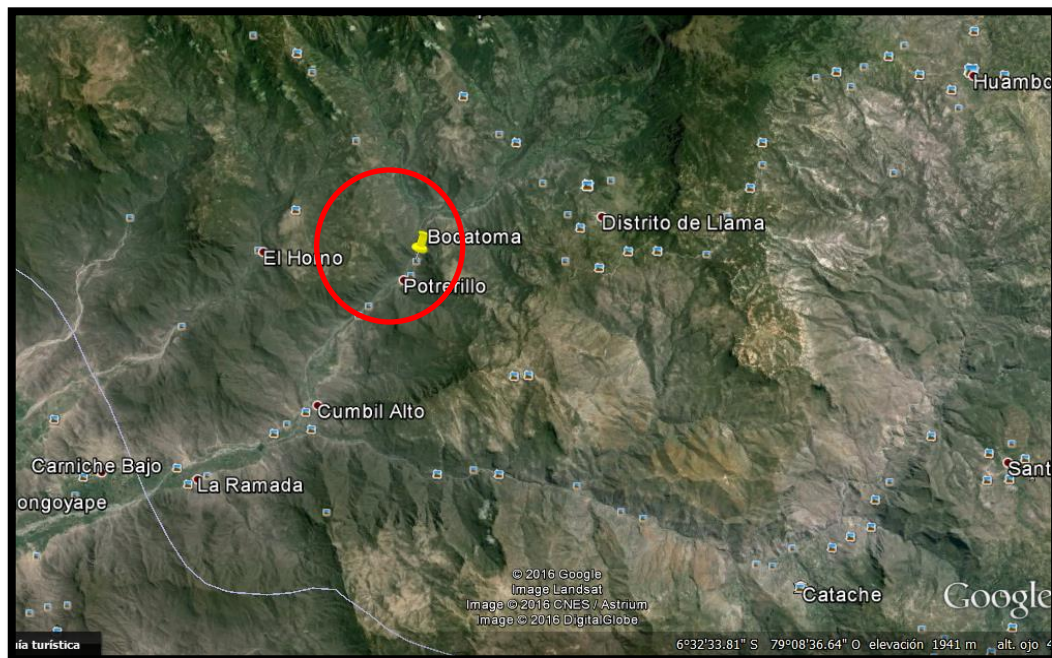
Fuente: Go2Peru, 2016.

Figura N° 4. 2: Mapa de ubicación del distrito de Llama.



Fuente: Go2Peru, 2016

Figura N° 4. 3: Mapa de Ubicación del caserío el Potrerillo.



Fuente: Google Earth.

2. Clima.-

La temperatura del aire en la subcuenca Chancay Lambayeque, es variable, además se cuenta con datos de la estación Llama, la misma que tiene influencia sobre el área de estudio.

En Llama, la temperatura media mensual varía entre 15.2 °C (en febrero) y 17.1 °C (en julio).

La zona del proyecto posee un clima tropical húmedo, las épocas de lluvias son de los meses de diciembre a abril y sus época de sequía es de mayo a octubre, la temperatura máxima anual promedio en la zona es de 21°C a 23°C; y con máximas mensuales de 23°C, correspondiente a los meses de julio y agosto, respectivamente.

La precipitación en la cuenca del valle Chancay - Lambayeque es muy variable, dependiendo a la zona y época del año, éstas se concentran a los meses de verano, Enero a Abril.

En la estación Llama ubicada en la cuenca alta, se registran las más altas precipitaciones en el mes de Marzo, período en el cual llega a un promedio de 187,4 mm; en el período de estiaje coincidente con el invierno comprendido entre Junio y Agosto se registran las menores lluvias, totalizándose así las más bajas precipitaciones en Julio, con valores de 5,9 mm. (Proyecto Especial Olmos Tinajones)

3. Marco geomorfológico.-

Potreriillo, al ubicarse en la parte occidental de los Andes peruanos, su suelo es accidentado, aunque en la parte baja, el valle costeño es más plano. En la sub cuenca, predominan los matorrales y en menos proporción bosques secos de montaña. Además de contar con áreas de bosques húmedos de montaña, pajonales y en la parte baja, correspondiente al valle, predominan cultivos agrícolas como el arroz y maíz. (Proyecto Especial Olmos Tinajones)

4. Vías de acceso.-

Para acceder a la zona, se sigue la ruta asfaltada Chiclayo–Chota, pasando la localidad de Cumbil hasta llegar al Caserío El Potrerillo (75 Km desde Chiclayo).

Cuadro N° 4. 1: Vías de acceso a la zona de estudio.

Tramo	Condición	Distancia	Duración	Transporte
Chiclayo - Potrerillo	Carretera Asfaltada	75 km	2.30 horas	Vehículo Público

Fuente: Propia.

4.2. ESTUDIOS BÁSICOS DEL PROYECTO

4.2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.-

Se tiene los siguientes puntos de control que enmarcan el proyecto:

Cuadro N° 4. 2: Coordenadas de los Puntos de control.

N°	CÓDIGO	COORDENADAS		
		ESTE	NORTE	ELEVACIÓN
1	E -01	698987.96	9277602.29	670.00
2	BM -01	698871.7977	9277566.1624	673.9517
3	BM -02	698843.3278	9277467.2211	671.5733
4	BM -03	698756.0749	9277248.2787	662.7886
5	BM -04	698724.2163	9276989.7880	659.2190
6	BM -05	698651.4096	9276791.0562	657.1909
7	BM -06	698540.2679	9276639.4398	656.0936
8	BM -07	698246.3429	9276512.3085	655.0440
9	BM -08	698165.6595	9276523.8745	651.4457

Fuente: Propia.

a) Trabajo de gabinete

Los trabajos de gabinete se realizaron de manera satisfactoria, consiguiendo elaborar los planos topográficos con curvas de nivel; a escalas adecuadas de planta, perfil longitudinal, y secciones transversales. Del procesamiento de datos obtenidos en campo se procedió a transferir la data electrónica a una computadora para la elaboración en planillas de cálculo Excel para así obtener: coordenadas totales y la representación gráfica de los datos para generar las curvas de nivel correspondientes. Los datos se transfieren a un formato digital para procesar la información en el Civil 3D, el cual permitan obtener resultado óptimos correspondientes a la topografía en planta.

b) Equipo y personal empleado

Para la ejecución de dicho estudio topográfico se hizo empleo de una estación total tipo LEICA TS06 plus y GPS.

- La Estación Total tipo LEICA TS06 es un equipo apropiado para realizar el levantamiento, con errores despreciables que nos permite obtener la configuración topográfica eficiente y en la recolección de datos topográficos.

Fotografía N° 4. 1: Levantamiento topográfico de la zona.



Fuente: Propia.

Cuadro N° 4. 3: Especificaciones técnicas de la estación total.

Medición Angular		Objetivo	
Precisión	1" (0.3 mgon) / 2" (0.6 mgon) 3" (1 mgon) / 5" (1.5 mgon) 7" (2 mgon)	Aumentos	30 x
Método	Absoluto, continuo, diametral: en todos los métodos	Resolución	3 "
Resolución de pantalla	0.1" / 0.1 mgon / 0.01 mil	Campo de Visión	1° 30" (1.66 gon) 2.7 m a 100 m
Compensador	Compensación por cuádruple	Rango de Enfoque	1.7 m a infinito
Precisión Configurable del Compensador	0.5" / 1" / 1.5" / 2"	Retículo	Iluminado, 10 niveles de brillo
Rango de compensador	0.07 gon	Teclado y pantalla	
Unidades sin fin	Moviminetos suaves sin tiempo de respuesta retardado	Teclado y pantalla	Teclado alfanumérico completo, con pantalla blanco y negro de alta resolución, graficos 160 x 288
Medición de distancias a prisma		Pocisiones	CD, CI
Rango ,Prismas circular (leica GPR1)	3.500 m	Sistema operativo	
Rango Diana reflectante (60mm x	> 500 m > 1000 m	Windows CE	5.0 core
Rango largo alcance (leica GPR, R500	> 10.000m	Batería	
Precisión	Preciso + : 1.5 mm + 2.0 ppm Preciso rápido: 2.0 mm + 2.0 ppm Tracking: 3.0 mm + 2.0 ppm	Tipo	Ion - LI
tiempo típico de medición	1.0 s	Autonomía de trabajo	aprox. 30 horas
tiempo de medición en modo Precise +	2.4 s	Tiempo d carga de la batería	2.3 horas
Almacenamiento de datos			
Memoria interna	Max. : 100.000 puntos control Máx.: 60.000 medidas		
Interfaz	Serie (Baudios hasta 115.200) - Usb tipo A y mini B, - Bluetooth inalámbrico, clase 1,150m - > 1000 m		
Formato de datos	GSI / DXF / Land XML / CSV / ASCII dfinido por usuario		
Luces Guía de replanteo (EGL)			
Rango de trabajo (condiciones atmosféricas promedio)	5 m - 150 m		
Precisión de poscioamiento	5 cm - 100 m		

Fuente: Leica Geosystems AG.

- **Personal**
El personal de apoyo estuvo conformado por:
04 peones.
01 ayudante de topografía.

Fotografía N° 4. 2: Personal de apoyo para la realización del levantamiento topográfico.



Fuente: Propia.

4.2.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.-

a) Perfiles Estratigráficos

Las muestras ensayadas se han clasificado usando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). NTP 339.134, de las cuales se presenta la siguiente estratigrafía por calicata.

Cuadro N° 4. 4: Perfiles estratigráficos.

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD	CONTENIDO DE HUMEDAD %	LIMITES			CLASIFICACIÓN SUCS	
				L.L	L.P	I.P	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
C - 1	SM	0.00 - 0.25	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	M -1	0.25 - 0.55	21.41	31.3	10.6	20.7	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad con arena
	M -2	0.55 - 0.90	9.21	38.8	10.6	28.2	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad con arena
	M -3	0.90 - 1.50		37.5	10.6	26.69	GC	Grava arcillosa con arena
C - 2	SM	0.00 - 0.30	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	M -1	0.30 - 0.60	18.77	33.6	19.5	14.1	GC	Grava arcillosa con arena
	M -2	0.60 - 0.95	10.11	25.8	7.9	17.9	GC	Grava arcillosa con arena
	M -3	0.95 - 1.50	12.33	34.4	10.6	23.8	GC	Grava arcillosa con arena
C - 3	SM	0.00 - 0.26	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	M -1	0.26 - 0.50	12.58	34.3	8.1	26.2	SC	Arena arcillosa
	M -2	0.50 - 1.00	14.19	16.6	7.9	8.7	GC	Grava arcillosa con arena
	M -3	1.00 - 1.50	10.27	29.9	10.6	19.4	SC	Arena arcillosa
C - 4	SM	0.00 - 0.20	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	M -1	0.20 - 0.50	18.58	27.1	10.6	16.5	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad con arena
	M -2	0.50 - 0.80	17.69	22.9	11.6	11.3	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad con arena
	M -3	0.80 - 1.50	16.08	38.4	10.6	27.9	CL	Arcilla de baja plasticidad
C - 5	SM	0.00 - 0.15	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	M -1	0.15 - 0.40	14.05	30.8	10.6	20.2	SC	Arena arcillosa con grava
	M -2	0.40 - 0.80	16.46	23.2	10.6	12.6	CL	Arena arcillosa de baja plasticidad
	M -3	0.80 - 1.50	7.38	32.9	13.5	19.5	SC	Arena arcillosa con grava
C - 6	SM	0.00 - 0.25	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	M -1	0.25 - 0.60	17.5	32.8	27.1	5.7	ML	Limo arenoso de baja plasticidad
	M -2	0.60 - 1.00	21.89	32.2	28.9	3.3	ML	Limo arenoso de baja plasticidad
	M -3	1.00 - 1.50	21.55	29.2	10.6	18.6	CL	Arcilla de baja plasticidad con arena

Fuente: Propia.

b) Cálculo y análisis de la capacidad admisible de carga

Se ha calculado la capacidad admisible de carga para el área en estudio de acuerdo al tipo de estructura. Para tal efecto, se ha utilizado el criterio de TERZAGHI – PECK (1967), tanto para cimentación continua y aislada. De acuerdo a los resultados obtenidos en el ensayo de corte directo saturado realizado a una muestra obtenida en cada Calicata, y evaluados con los criterios del Dr. Therzaghi, en las condiciones más desfavorables y con el uso de las fórmulas de falla local, a una profundidad de desplante de $D_f = 1.50\text{m}$ y un factor de seguridad $F_s = 3$, se tiene capacidades portantes de 1.01, 1.05 y 1.18 kg/cm^2 .

c) Ensayo de agresión del suelo a la cimentación.

Para realizar las recomendaciones con respecto a la agresividad del suelo a la cimentación vemos a continuación los cuadros siguientes:

El Concreto que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos según R.N.E., E-060, Concreto Armado. El concreto debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua-material cementante máxima y un $f'c$ mínimo según la siguiente tabla.

Tabla N° 4. 1: Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfatos.

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄) presente en el suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO ₄) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Relación máxima agua – material cementante (en peso) para concretos de peso normal*	$f'c$ mínimo (MPa) para Concretos de peso normal y ligero
Insignificante	$0.0 \leq \text{SO}_4 < 0.1$	$0 \leq \text{SO}_4 < 150$	-	-	-
Moderada**	$0.1 \leq \text{SO}_4 < 0.2$	$150 \leq \text{SO}_4 < 1500$	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.50	28
Severa	$0.2 \leq \text{SO}_4 < 2.0$	$1500 \leq \text{SO}_4 < 10000$	V	0.45	31
Muy severa	$2.0 < \text{SO}_4$	$1500 \leq \text{SO}_4 < 10000$	Tipo V más puzolana	0.45	31

Fuente: RNE, E-060

Para la protección contra la corrosión del refuerzo de acero en el concreto, las concentraciones máximas de iones cloruro solubles en agua en el

concreto endurecido a edades que van de 28 a 42 días, provenientes de los ingredientes (incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos) no deben exceder los límites según R.N.E., E-060, Concreto Armado.

Los resultados obtenidos de los ensayos de la determinación del porcentaje de sulfatos y cloruros de los suelos existentes de las zonas de estudio, se tiene:

Cuadro N° 4. 5: Contenido de Cloruros y sulfatos.

CALICATA	C - 1	C - 2	C - 4	C - 5
MUESTRA	M - 3	M - 3	M - 3	M - 3
CONTENIDO DE SUFATOS	170	175	118	125
CONTENIDO DE CLORUROS	210	250	225	215

Fuente: Propia.

d) Contenido de sales solubles NTP 339.152:2008.

Los resultados obtenidos de los ensayos para la determinación de salinidad de los suelos existentes en la zona de estudio, se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 4. 6: Contenido de sales.

CALICATA	MUESTRA	CONTENIDO DE SALES
C - 1	SM	-
	M - 1	0.15
	M - 2	0.10
	M - 3	0.00
C - 2	SM	-
	M - 1	0.05
	M - 2	0.00
	M - 3	0.05
C - 3	SM	-
	M - 1	0.00
	M - 2	0.00
	M - 3	0.10
C - 4	SM	-
	M - 1	0.00
	M - 2	0.15
	M - 3	0.05
C - 5	SM	-
	M - 1	0.10
	M - 2	0.15
	M - 3	0.00
C - 6	SM	-
	M - 1	0.10
	M - 2	0.10
	M - 3	0.00

Fuente: Propia.

4.2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO.-

- **Superficie y perímetro de la cuenca.**

La superficie de la subcuenca se determinó mediante el programa ARCGIS, obteniéndose un área de 283.16 km².

El perímetro de la cuenca está definido por la longitud de la línea de división de agua o Divortium Aquiarium la que se ha determinado también mediante el uso del software ARCGIS, cuyo perímetro es de 73.57 km².

Cuadro N° 4. 7: Características de la cuenca.

DESCRIPCION	UNIDADES	VALOR
De la Superficie		
Area de la Cuenca	km ²	283.16
Perimetro de la cuenca	km	73.57
Cotas		
Maxima	m.s.n.m	3950
Minima	m.s.n.m	700
Altitud		
Altitud media	m.s.n.m	2325
Altitud mas frecuente	m.s.n.m	1665
Altitud de frecuencia media	m.s.n.m	2250
Pendiente		
Pendiente Promedio de la cuenca	%	15
De la Red Hidrica		
Orden de la red hidrica	und	4
Longitud de la cuenca	km	24.10
Longitud del cause principal	km	21.72
Pendiente del cause principal	%	10.78
longitud de la red hidrica	km	50.45
Pendiente promedio de la red hidrica	%	18.45
Aspectos Morfologicos de la Cuenca		
Factor de forma Kf	adimencional	0.488
Coficiente de compacidad	adimencional	1.233

Fuente: Propia.

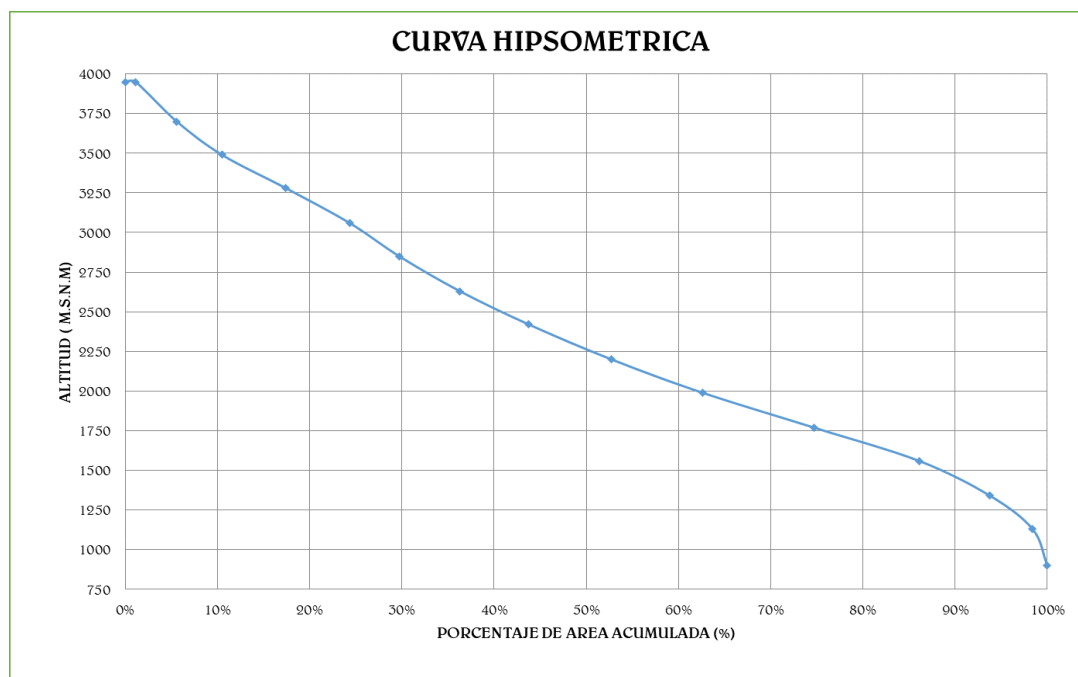
- **Curvas hipsométrica**

Cuadro 4. 1: Parámetros para determinar la curva hipsométrica.

AREA (m ²)	AREA (Km ²)	MINL	MAX.	PROMEDIO	AREAS ACUMULADAS	ACUMULADO EN (%)	ACUMULADO BAJO LAS ALTURAS	ACUMULADO %
4557042	4.56	700	900	800	4.56	2%	283.33	100%
13076730	13.08	900	1130	1015	17.63	6%	278.77	98%
21794550	21.79	1130	1340	1235	39.43	14%	265.70	94%
32295560	32.30	1340	1560	1450	71.72	25%	243.90	86%
34276880	34.28	1560	1770	1665	106.00	37%	211.61	75%
27936650	27.94	1770	1990	1880	133.94	47%	177.33	63%
25360930	25.36	1990	2200	2095	159.30	56%	149.39	53%
21200150	21.20	2200	2420	2310	180.50	64%	124.03	44%
18624430	18.62	2420	2630	2525	199.12	70%	102.83	36%
15256180	15.26	2630	2850	2740	214.38	76%	84.21	30%
19615090	19.62	2850	3060	2955	233.99	83%	68.95	24%
19615090	19.62	3060	3280	3170	253.61	90%	49.33	17%
13869260	13.87	3280	3490	3385	267.48	94%	29.72	10%
12680460	12.68	3490	3700	3595	280.16	99%	15.85	6%
3170116	3.17	3700	3950	3825	283.33	100%	3.17	1%
			3950				0.00	0%
AREA TOTAL (m²)	283329118							
AREA TOTAL (km²)	283.33							
PERIMETRO (Km.)	73.57							
ÁREA TORAL EN HAS	28332.9118							

Fuente: Propia.

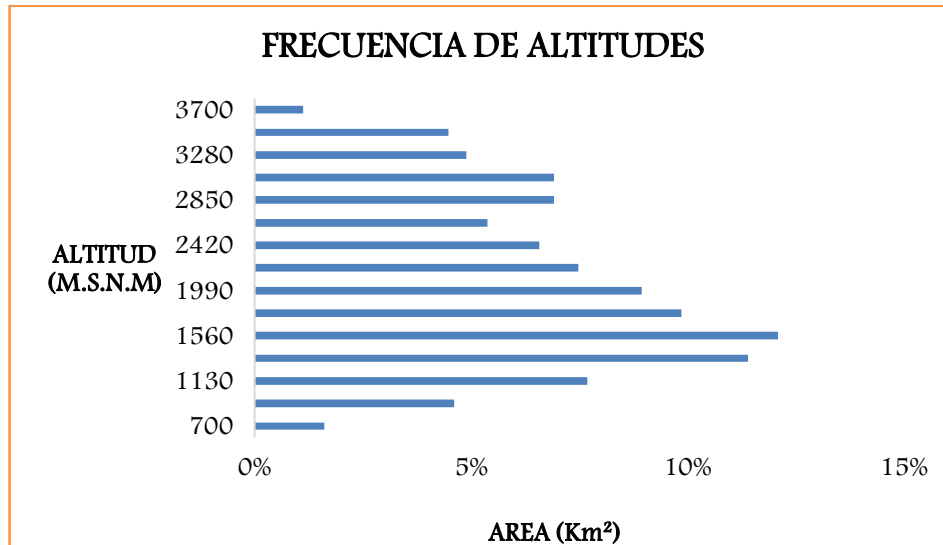
Figura N° 4. 4: curva hipsométrica de la sub cuenca.



Fuente: Propia.

- **Curvas de frecuencia de altitudes.**
Según la curva de frecuencia de altitudes se tiene que la altitud media es 1990 msnm y la altitud más frecuente es 1560 msnm.

Figura N° 4. 5: Frecuencia de altitudes.



Fuente: Propia.

- **Coefficiente de compacidad**
El índice de compacidad, expresa la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía. (Hidrología, Máximo Villón 2011)

$$K_c = \frac{0.282P}{A^{1/2}}$$

Dónde:

- ✓ Kc = Coeficiente de compacidad.
- ✓ P = Perímetro de la cuenca.
- ✓ A = Área de la cuenca.

El índice de compacidad para la cuenca de estudio tiene un valor 1.233, lo que nos indica que es una cuenca de tipo alargada, por lo que tiene menor probabilidad de que sea cubierta por una tormenta en toda su área.

- **Factor de forma**
Expresa la relación entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud. Si una cuenca tiene un F mayor que otra, existe mayor posibilidad de tener una tormenta intensa simultánea, sobre toda

la extensión de la cuenca. Por el contrario, para una cuenca con un factor de forma menor, tiene menor tendencia a concentrar intensidades de lluvias, (Hidrología, Máximo Villón, 2011)

El factor de forma de la sub cuenca Chancay Lambayeque es: 0,488.

- **Periodo de retorno.-**

El periodo de retorno, se obtuvo a partir del factor de riesgo y del periodo de vida útil en años de la estructura.

Para obras de irrigación, se recomienda diseñar para una vida útil de 25 años y un factor de riesgo de 40% (factor de seguridad de 0.6), por lo que se tiene un periodo de retorno de 50 años.

Tabla N° 4. 2: Periodo de retorno en años.

Vida útil (años)	R (factor de riesgo)											
	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95
10	200	100	60	50	30	20	10	10	10	10	0	0
15	290	140	90	70	40	30	20	20	10	10	10	10
20	390	190	120	90	60	40	30	20	20	10	10	10
25	490	240	150	110	70	50	40	30	20	20	10	10
30	590	290	190	130	80	60	40	30	30	20	10	10
40	780	380	250	180	110	80	60	40	30	30	20	10
50	980	480	310	220	140	100	70	60	40	30	20	20
100	1950	950	620	450	280	200	140	110	80	60	40	30
200	3900	1900	1230	900	560	390	290	220	170	120	90	70
500	9750	4750	3080	2240	1400	980	720	550	420	310	220	170

Fuente: Propia.

- **Tiempo de concentración.-**

El tiempo de concentración fue determinado por la fórmula de Kirpich y California Culverts Practice, además dicho resultado fue comprobado mediante el uso del programa H-Canales.

$$T_c = 0.0195 * K^{0.77}$$

$$K = L / (S^{0.5})$$

$$S = H / L$$

$$T_c = 0.0195 ((L^3)/H)^{0.385}$$

L = máxima longitud de recorrido, en metros

Donde: H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en metros

$$H = 2363.1106 \text{ m}$$

$$L = 21716 \text{ m}$$

$$T_c = 100.05 \text{ min}$$

$$T_c = (0.871/(L^3/H))^{0.385}$$

Donde: L = Longitud del cauce principal, en km

H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, metros

$$H = 2363 \text{ m}$$

$$L = 21.7 \text{ km}$$

$$T_c = 1.67 \text{ Hrs}$$

$$T_c = 100.06 \text{ min}$$

Imagen N° 4. 1: Determinación del tiempo de concentración mediante el uso del programa H - canales.

Datos:

Distancia al punto más alejado (L): 21716 m

Desnivel (H): 2363.110 m

Período de retorno (T): 25 años

La duración es conocida ?

Sí

No

Resultados:

Tiempo de concentración ó duración (tc): 100.05 min

Fuente: Propia.

- **Coefficiente de escorrentía.** -
Para determinar el coeficiente de escorrentía, se utilizaron diferentes métodos para posteriormente sacar un promedio de los mismos.

Tabla N° 4. 3: Cálculo del Coeficiente de escorrentía mediante el método Mac Math.

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	C1	Textura	C2	Pendiente (%)	C3
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0-0.2	0.04
80-100	0.12	Ligera	0.12	0.2-0.5	0.06
50-80	0.16	Media	0.16	0.5-2.0	0.06
20-50	0.22	Fina	0.22	2.0-5.0	0.1
0-20	0.3	Rocosa	0.30	5.0-10.0	0.15

C = 0.47

Fuente: Propia.

Tabla N° 4. 4: Coeficiente de escorrentía.

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

Fuente: Van de Chow.

$$C1= 0.44$$

$$C2= 0.45$$

$$C3= 0.43$$

$C=$	0.44
------	-------------

Tabla N° 4. 5: Coeficientes de escorrentía.

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Benítez (1980).

$$C1= 0.5$$

$$C2= 0.45$$

$$C3= 0.35$$

$C =$	0.43
-------	-------------

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

$C =$	0.45
-------	-------------

Para la obtención del coeficiente de escorrentía de la cuenca, se promediaron los coeficientes obtenidos por los diferentes métodos, obteniéndose así un coeficiente de escorrentía igual a 0.45.

- **Determinación de la intensidad.**

Para el cálculo de la Intensidad máxima, necesaria para la determinación del caudal de diseño, se utilizaron las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en la estación Llama.

Se realizó el análisis de frecuencia de las precipitaciones mediante el uso de funciones de distribución de probabilidad teóricas,

teniendo en cuenta los diferentes periodos de retorno para luego elegir la distribución para la cual se ajusta más la muestra. Posteriormente, mediante el método de Frederick Bell, se calculó las Intensidades, para lo cual primero se realizó el cálculo de la precipitación máxima para una duración de 60 minutos y un periodo de retorno de 10 años, como indica el método. A partir de ese resultado se generaron las intensidades para los diferentes periodos de retorno y duraciones. A partir de estos resultados, se generaron las curvas I- D- F.

$$P_{TR=10\text{ años}}^{t=1h} = 0.452 * P_{\max 24h, TR=10\text{ años}}$$

$$P'_{TR} = (0.21 * \ln T_R + 0.52) * (0.54 * t^{0.25} - 0.50) * P_{TR=10\text{ años}}^{t=1h}$$

Tabla N° 4. 6: Distribuciones lineales de Precipitaciones Máximas en 24 Horas.

Distribuciones Lineales de Precipitaciones Máximas en 24 horas								
Estación	Distribución	Momentos	Periodos de retorno (Años)					
			5	10	25	50	100	500
Llama	Normal	Ordinarios (1)	72.25	80.63	89.56	95.33	100.52	102.74
		Lineales (2)	72.6	81.16	90.28	96.18	101.47	112.2
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	71.33	83.31	98.29	109.37	120.4	146.24
		Lineales (4)	71.85	84.22	99.77	111.31	122.82	149.89
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	64.64	81.04	91.89	99.3	106.24	121.16
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	71.38	81.7	93.71	102.03	109.9	126.81
		Lineales (7)	77.26	93.34	112.68	126.4	139.58	168.51
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	71.98	81.08	91.15	97.85	104.01	116.75
		Lineales (9)	72.18	81.97	92.98	100.42	107.33	121.85
	Pearson tipo III	Lineales (10)	71.041	85.26	103.92	118.66	134.11	173.16
	Gumbel	Ordinarios (11)	69.93	81.07	95.13	105.57	115.93	145.43
		Lineales (12)	70.84	82.72	97.72	108.85	119.9	139.86
	Log Gumbel	Ordinarios (13)	68.33	83.98	108.97	132.21	160.17	249.53
		Lineales (14)	69.54	86.7	14.55	140.85	172.92	277.79

Fuente: Propia.

Tabla N° 4. 7: Precipitación máxima por tiempos de duración, generada a partir de la distribución Gamma 3 Parámetros.

TIEMPO DURACIÓN (hr)	COCIENTE (%)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA Pd(mm) POR TIEMPOS DE DURACIÓN					
		5 AÑOS	10 AÑOS	25 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS	500 AÑOS
24.00	1.00	71.98	81.08	91.15	97.85	104.01	116.75
18.00	0.91	65.50	73.78	82.95	89.04	94.65	106.24
12.00	0.80	57.58	64.86	72.92	78.28	83.21	93.40
8.00	0.68	48.95	55.13	61.98	66.54	70.73	79.39
6.00	0.61	43.91	49.46	55.60	59.69	63.45	71.22
5.00	0.57	41.03	46.22	51.96	55.77	59.29	66.55
4.00	0.52	37.43	42.16	47.40	50.88	54.09	60.71
3.00	0.46	33.11	37.30	41.93	45.01	47.84	53.71
2.00	0.39	28.07	31.62	35.55	38.16	40.56	45.53
1.00	0.30	21.59	24.32	27.35	29.36	36.12	35.03

Fuente: Propia.

Tabla N° 4. 8: Precipitaciones máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno, generada a partir de la intensidad unitaria.

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos								
		5	10	20	30	40	60	80	100	120
500.00	116.75	20.566	30.785	42.938	51.086	57.390	67.080	74.576	80.773	86.099
100.00	104.01	16.758	25.084	34.986	41.626	46.762	54.657	60.765	65.815	70.155
50.00	97.85	15.117	22.629	31.562	37.551	42.184	49.307	54.817	59.372	63.288
25.00	91.15	13.477	20.174	28.137	33.477	37.607	43.957	48.869	52.930	56.421
10.00	81.08	11.309	16.928	23.610	28.091	31.557	36.648	41.007	44.414	47.343
5.00	71.98	9.668	14.473	20.185	24.016	26.979	31.535	35.059	37.972	40.476

Fuente: Propia.

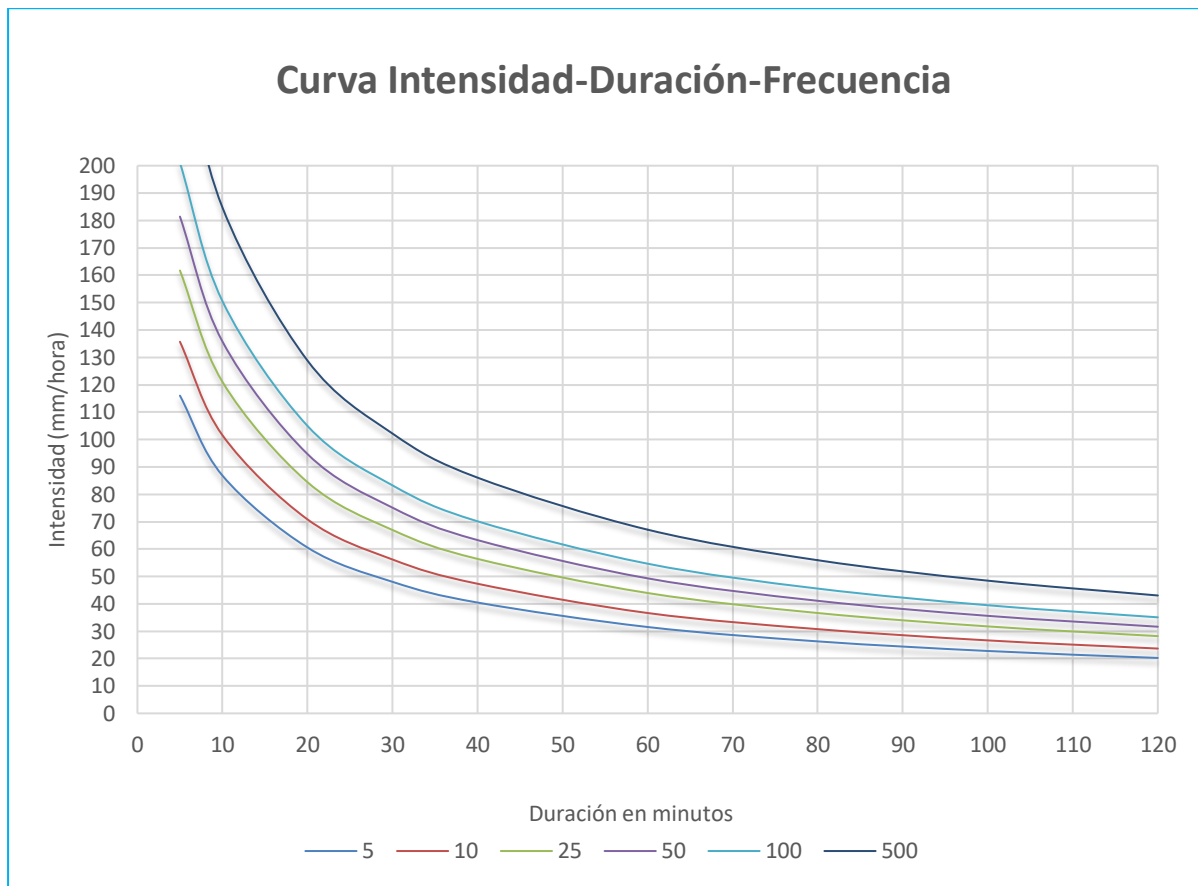
Tabla N° 4. 9: Intensidades Máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno.

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años					
	5	10	25	50	100	500
5	116.02	135.71	161.73	181.41	201.09	246.80
10	86.84	101.57	121.04	135.77	150.51	184.71
20	60.56	70.83	84.41	94.68	104.96	128.81
30	48.03	56.18	66.95	75.10	83.25	102.17
40	40.47	47.33	56.41	63.28	70.14	86.08
60	31.53	36.65	43.96	49.31	54.66	67.08
80	26.29	30.75	36.65	41.11	45.57	55.93
100	22.78	26.65	31.76	35.62	39.49	48.46
120	20.24	23.67	28.21	31.64	35.08	43.05

Intensidades máximas: mm/hr

Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 2: Curva Intensidad – Duración – Frecuencia.



Fuente: Propia.

- **Cálculo del caudal máximo de diseño.**
Para el cálculo del caudal máximo se utilizó el Método Mac Math y Kreskic, además se realizó el cálculo haciendo uso del programa Hec-HMS.

Método de Mac Math

Este método realiza el cálculo del caudal utilizando el área de la cuenca, la Intensidad, el coeficiente de escorrentía y la Pendiente de la cuenca.

La intensidad utilizada, se obtuvo de las curvas I-D-F calculadas, para una duración igual al tiempo de concentración y para un periodo de retorno de 50 años.

$$Q = 0.0091CIA^{4/5}S^{1/5}$$

Tabla N° 4. 10: Cálculo del caudal mediante el método de Mac Math.

Periodo de Retorno		Duración	Intensidad
50 años		100.05 min	35.62 mm/hr
C =	0.45	A =	28,333 has
S =	108.819 ‰	Q=	1,345.3 m3/seg.

Fuente: Propia.

Método de Kresnik

$$Q = \alpha * \frac{32A}{(0.5 + \sqrt{A})}$$

DONDE:

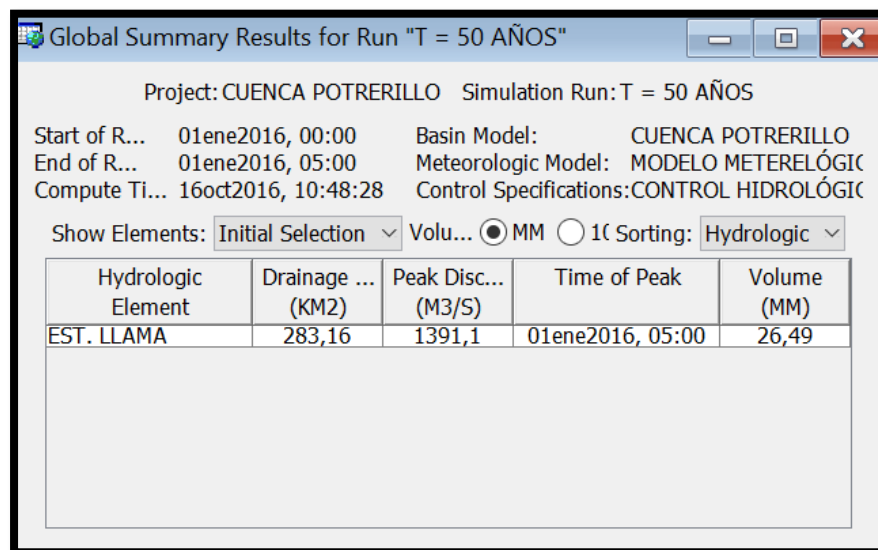
- Q = caudal máximo, en m3/s
- A = área de la cuenca, en has
- α = coeficiente variable entre 0.03 y 1.61

Entonces:

$$A = 283.3 \text{ km}$$

$$Q = 842.19 \text{ m3/s}$$

Imagen N° 4. 3: Cálculo del caudal máximo de diseño, usando el programa Hec-HMS.



Fuente: Propia.

4.2.4. DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.-

4.2.3.1. Climatología de la zona de estudio:

- **Temperatura:**

La temperatura del aire en la subcuenca Chancay Lambayeque, variable, además se cuenta con datos de la estación Llama, la misma que tiene influencia sobre el área de estudio.

- **Temperatura media**

En Llama, la temperatura media mensual varía entre 15.2 °C (en febrero) y 17.1 °C (en julio).

Para el análisis de la temperatura se ha utilizado los datos de la estación Llama, las cuales son necesarias para realizar el balance Hídrico y la evapotranspiración de la cuenca.

Tabla N° 4. 11: Temperatura media.

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM.
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
Llama	06°30'52"	79°07'21"	2133.5	CO	2000-2008	SENAMHI	15.30	15.20	15.40	15.50	15.60	16.70	17.10	17.00	16.70	15.90	15.60	15.30	15.95

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones.

- **Temperatura Máxima**

La temperatura máxima anual promedio en la zona alta es de 21°C a 23°C; y con máximas mensuales de 23°C, correspondiente a los meses de julio y agosto, respectivamente. La estación considera para dicho análisis fue la de Llama, que comprendió el período 2000 – 2008.

Tabla N° 4. 12: Temperatura máxima.

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM.
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
Llama	06°30'52"	79°07'21"	2133.5	CO	2000-2008	SENAMHI	19.39	19.02	19.71	20.03	21.28	22.07	22.81	23.02	22.28	21.39	20.56	19.91	20.96

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones.

- **Temperatura mínima**

La temperatura mínima anual promedio en la zona es de 12.56°C; y con mínimas mensuales de 11.70°C a 11.81°C, correspondiente a los meses de noviembre y diciembre, respectivamente. La estación considera es la de Llama.

Tabla N° 4. 13: Temperatura mínima.

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM.
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
Llama	06°30'52"	79°07'21"	2133.5	CO	2000-2008	SENAMHI	12.00	12.62	12.88	12.60	12.40	12.86	13.01	13.43	12.90	12.43	11.70	11.81	12.55

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones.

- **Humedad Relativa**

En el Cuadro, se muestra tanto la humedad relativa media mensual y anual, de la estación Llama. Las humedades relativas En Llama, mensual varía entre 68.56% (en julio) y 93.56 % (en febrero).

Tabla N° 4. 14: Humedad relativa.

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM.
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
Llama	06°30'52"	79°07'21"	2133.5	CO	2000-2008	SENAMHI	89.11	93.56	93.22	92.67	83.33	74.11	68.56	67.22	73.89	77.78	79.78	86.22	81.62

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones.

- **Evaporación**

La determinación de este parámetro es importante, en el cálculo de la evaporación de embalses así como en el cálculo de la Evapotranspiración en el valle y en la cuenca. La evaporación media anual, en la estación Llama es de 62.69%, siendo la mínima mensual de 32.90% en el mes de febrero, y la máxima mensual de 100.80% en el mes de agosto.

Tabla N° 4. 15: Evaporación.

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		ALTITUD	TIPO	PERIODO	DEPEND. A CARGO	MESES												PROM.
	LATITUD	LONGITUD					ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
Llama	06°30'52"	79°07'21"	2133.5	CO	2000-2008	SENAMHI	30.38	32.90	36.20	44.50	47.20	81.70	93.40	100.80	88.00	68.60	65.50	55.20	62.69

Fuente: Proyecto Especial Olmos Tinajones.

- **Precipitación**

La precipitación en la cuenca del valle Chancay - Lambayeque es muy variable, dependiendo a la zona y época del año, éstas se concentran a los meses de verano, Enero a Abril para la zona de la cuenca alta.

En la estación CO-Llama ubicada en la cuenca alta, se registran las más altas

precipitaciones en el mes de Marzo, período en el cual llega a un promedio de 187,4 mm; en el período de estiaje coincidente con el invierno comprendido entre Junio y Agosto se registran las menores lluvias, totalizándose así las más bajas precipitaciones en Julio, con valores de 5,9 mm.

4.2.3.2. Cálculo de la Evapotranspiración

La evapotranspiración obtenida es la siguiente:

Tabla N° 4. 16: Evapotranspiración calculada por el método de Thornthwaite.

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Temperatura media mensual (°C)	24.20	24.50	24.20	24.50	24.50	24.60	23.60	24.40	24.40	24.40	24.80	24.70
i	10.89	11.09	10.89	11.09	11.09	11.16	10.48	11.02	11.02	11.02	11.30	11.23
I	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27	132.27
a	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08	3.08
e	102.59	106.56	102.59	106.56	106.56	107.90	94.97	105.23	105.23	105.23	110.62	109.26
f	1.04	0.95	1.04	1.00	1.02	0.99	1.02	1.03	1.00	1.05	1.03	1.06
ec	106.70	101.23	106.70	106.56	108.69	106.82	96.87	108.38	105.23	110.49	113.94	115.81
e diaria	3.44	3.62	3.44	3.55	3.51	3.56	3.12	3.50	3.51	3.56	3.80	3.74

Fuente: Propia.

4.2.3.3. Cálculo de la demanda

a) Determinación de la cédula de cultivo.

En la determinación de la cédula o calendario de cultivo, se tuvo en cuenta los productos e siembra y los meses en que se siembran. Para ello se hizo la consulta a los beneficiarios.

Tabla N° 4. 17: Calendario de Cultivo sin proyecto.

CALENDARIO DE CULTIVO - SIN PROYECTO														
CULTIVOS	ÁREA		MESES DEL AÑO											
	Has	%	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Arroz	43	69.35%	43	43	43	43	43	-	43	43	43	43	43	-
Arveja	1	1.61%	-	-	-	-	-	-	-	1	1	1	1	1
Maíz amarillo	15	24.19%	-	-	-	-	-	-	-	15	15	15	15	15
Frijol grano seco	0.5	0.81%	-	-	-	-	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	-
Yuca	2.5	4.03%	2.5	2.5	2.5	2.5	0.5	2.5	2.5	-	-	-	-	-
TOTAL	62	100.00%	45.5	45.5	45.5	45.5	43.5	2.5	45.5	59.5	59.5	59.5	59.5	16
			73.39%	73.39%	73.39%	73.39%	70.16%	4.03%	73.39%	95.97%	95.97%	95.97%	95.97%	25.81%

Fuente: Propia.

Tabla N° 4. 18: Calendario de Cultivo – para el proyecto.

CALENDARIO DE CULTIVO - CON PROYECTO														
CULTIVOS	ÁREA		MESES DEL AÑO											
	Has	%	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Arroz	80	100.00%	80	80	80	80	80	-	80	80	80	80	80	-
TOTAL	80	100.00%	80	80	80	80	80	0	80	80	80	80	80	0
			100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	0.00%

Fuente: Propia.

b) Determinación del coeficiente de cultivo.

La determinación del coeficiente de cultivo se obtuvo a partir de los coeficientes Kc que a su vez depende del producto a sembrar. Estos coeficientes Kc, están establecidos por la FAO.

Tabla N° 4. 19: Cálculo de los coeficientes de cultivo.

KC DE CULTIVOS													
CULTIVO	PERIODO VEGETATIVO (MESES)	Kc											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Arroz	6	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	-	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	-
Arveja	5	-	-	-	-	-	-	-	0.5	1	1.15	1.15	1.1
Maíz amarillo	5	-	-	-	-	-	-	-	0.4	0.8	1.15	1.15	0.7
Frijol grano seco	4	-	-	-	-	-	-	-	0.4	1	1.15	0.35	-
Yuca	8	0.75	0.75	0.75	0.8	0.73	0.73	0.73	0.75	-	-	-	-
Kc Ponderado		0.925	0.925	0.925	0.95	0.915	0.73	0.915	0.63	0.975	1.1375	0.9375	0.9

Fuente: Propia.

Tabla N° 4. 20: cálculo del coeficiente de cultivo para el proyecto.

KC DE CULTIVOS													
CULTIVO	PERIODO VEGETATIVO (MESES)	Kc											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Arroz	6	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	-	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	-
Kc Ponderado		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0

Fuente: Propia.

c) Cálculo de la demanda.

Metodo de Blaney y Criddle

Donde: $U. C. = K * F$
U. C. = uso consuntivo o evapotranspiración real (cm)
K = Coeficiente de ajuste que depende del tipo de cultivo

$$F = \sum_i^n f$$

$$f = p * \frac{T + 17.8}{21.8}$$

Donde:
n = número de meses que cubre el
f = factor climático
T = temperatura media mensual (°C)
p = porcentaje de horas-luz del mes, con respecto al total anual.

ARROZ

Mes	Temp. °C	$\frac{T + 17.8}{21.8}$	p	f	k	UCProv(cm)	Uc(cm)	Uc(mm)	UC(diario) (mm)	UC(diario) (m3/ha)
Enero	26.00	2.0092	9.05	18.183	1.10	20.001	20.001	200.01	6.452	64.520
Febrero	28.00	2.1009	7.98	16.765	1.10	18.442	18.442	184.42	6.586	65.864
Marzo	26.00	2.0092	8.55	17.178	1.10	18.896	18.896	188.96	6.096	60.956
Abril	25.50	1.9862	8.02	15.930	1.10	17.523	17.523	175.23	5.841	58.409
Mayo	24.50	1.9404	8.02	15.562	1.10	17.118	17.118	171.18	5.522	55.219
				83.618	1.10	91.980		919.80		

Julio	23.80	1.9083	7.95	15.171	1.10	16.688	16.688	166.88	5.383	53.831
Agosto	24.50	1.9404	8.15	15.814	1.10	17.395	17.395	173.95	5.611	56.114
Setiembre	24.80	1.9541	8.15	15.926	1.10	17.519	17.519	175.19	5.840	58.396
Octubre	24.90	1.9587	8.68	17.002	1.10	18.702	18.702	187.02	6.033	60.328
Noviembre	25.00	1.9633	8.7	17.081	1.10	18.789	18.789	187.89	6.263	62.629
				80.993	1.10	89.092		2730.52		

MAÍZ AMARILLO

Mes	Temp. °C	$\frac{T + 17.8}{21.8}$	p	f	k	UcProv(cm)	Uc(cm)	Uc(mm)	UC(diario) (mm)	UC(diario) (m3/ha)
Agosto	24.40	1.9358	8.15	15.777	0.40	6.311	2.963	29.63	0.956	9.557
Setiembre	24.40	1.9358	8.15	15.777	0.80	12.621	5.925	59.25	1.975	19.751
Octubre	24.40	1.9358	8.68	16.803	1.15	19.323	9.071	90.71	2.926	29.263
Noviembre	24.80	1.9541	8.7	17.001	1.15	19.551	9.179	91.79	3.060	30.595
Diciembre	15.60	1.5321	9.1	13.942	0.70	9.760	4.582	45.82	1.478	14.780
				79.299	0.84	67.565		317.20		

M= 3172.0m3/has

Modulo de Riego:

$$Et = FK$$

890.92 mm

Modulo de Riego de calculo=

65.86

Area de Riego

80

65.86

5269m3/dia

61m3/dia

Considerando perdidas en Conduccion y otros

60%

(eficiencia de riego por gravedad)

Qmi=

100.0lts/s

0.10m3/s

4.2.5. DETERMINACIÓN DE LA OFERTA.-

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

$$C = \frac{P - D}{P}$$

Donde:

- C : Coeficiente de escurrimiento
 P : Precipitación total anual (mm/año)
 D : Déficit de escurrimiento (mm/año)

$$L = 300 + 25 * T + 0.05T^3$$

: Temperatura media anual (°centígrados)

$$D = P \frac{1}{\left(0.9 + \frac{P^2}{L^2}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}}$$

L : Coeficiente de Temperatura

P = 1593.0mm/año
T = 22.50°C

L = 1432.0
D = 1089.6mm/año

C = 0.32

PRECIPITACIÓN EFECTIVA

$$PE = a_0 + a_1P + a_2P^2 + a_3P^3 + a_4P^4 + a_5P^5$$

Dónde:

- PE = Precipitación efectiva
 P = Precipitación total mensual
 ai = Coeficientes del polinomio
 (a₀...a₅) obtenidos experimentalmente.

Luego los coeficientes de ponderación son:

$$C_{III} = \frac{C * P - PE_{IV}}{PE_{III} - PE_{IV}} \quad C_{IV} = \frac{C * P - PE_{III}}{PE_{IV} - PE_{III}}$$

Condición: $0 < C_{III}$ y $C_{IV} > 1$ y $C_{III} + C_{IV} = 1$, si no se cumplen estas dos condiciones, probar con la siguiente combinación, es decir: IV y V

$$PE = C_{III} * PE_{III} + C_{IV} * PE_{IV}$$

COEFICIENTE PARA EL CALCULO DE PE SEGÚN CURVA			
ai	CURVA I	CURVA II	CURVA III
a0	(-0.018)	(-0.021)	(-0.028)
a1	-0.0185	0.1358	0.2756
a2	0.001105	-0.002295	-0.004103
a3	-1.204E-05	4.35E-05	5.534E-05
a4	1.44E-07	-8.90E-08	1.24E-07
a5	-2.85E-10	-8.79E-11	-1.42E-09

FUENTE: PLAN MERIS II - Generación de caudales mensuales en la sierra Peruana - LUTZ SCHOLZ.

ABASTECIMIENTO DE LA RETENCIÓN

$$A_i = a_i \left(\frac{R}{100} \right)$$

Donde:

A_i = abastecimiento mensual déficit de la precipitación efectiva (mm/mes)
 a_i = coeficiente de abastecimiento (%)
 R = retención de la cuenca (mm/año)

Región	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Total
Cuzco	0	5	35	40	20	0	100
Huancavelica	10	0	35	30	20	5	100
Junín	10	0	25	30	30	5	100
Cajamarca	25	-5	0	20	25	35	100

GENERACION DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES PARA AÑO PROMEDIO

Características Generales de la Microcuenca		
Area de la cuenca: A	283.33	Km ²
Altitud Media de la Microcuenca: H	3420	msnm
Pendiente Media de la cuenca	0.15	m/m
Precipitación Media Anual: P	767.3	mm
Evaporación Total Anual: ETP	107.28	mm
Temperatura Media Anual: T	22.5	°C
Déficit de Escurrimiento: D	1089.6	mm/año
Coeficiente de Escorrentía: C	0.32	
Coeficiente de Agotamiento: a	0.0118	
Relación de Caudales (30 días): bo	0.702	
Gasto Mensual de Retención: R	80.0	mm/año

Coef.	Curva I	Curva II	Curva III
a0	-0.018000	-0.021000	-0.028000
a1	-0.018500	0.135800	0.275600
a2	0.001105	-0.002295	-0.004103
a3	-1.24E-05	4.35E-05	5.53E-05
a4	1.44E-07	-8.79E-08	1.24E-07
a5	-2.85E-10	-8.79E-11	-1.42E-09

El rango de aplicación de los coeficientes de la ecuación Polinómica de la PE está comprendida para $0 < P < 250$ mm

MES	N° días del mes	P Total mm/mes	Efectiva			Gasto		Abastecimiento		GENERADOS	
			PE II mm/mes	PE III mm/mes	PE mm/mes	gi	Gi mm/mes	ai	Ai mm/mes	mm/mes	m3/s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Enero	30	83.9	16.2	27.2	13.2			0.20	0.16	13.1	1.4
Febrero	28	152.9	67.2	93.1	60.1			0.25	0.20	59.9	7.0
Marzo	31	195.0	109.8	86.9	116.0			0.35	0.28	115.7	12.2
Abril	30	125.6	42.4	66.0	36.0	0.702	27.1			63.1	6.9
Mayo	31	38.3	4.1	7.8	3.1	0.494	19.0			22.1	2.3
Junio	30	11.3	1.3	2.6	0.9	0.347	13.3			14.3	1.6
Julio	31	6.1	0.7	1.5	0.5	0.244	9.4			9.9	1.0
Agosto	31	10.1	1.2	2.4	0.8	0.171	6.6			7.4	0.8
Setiem.	30	22.4	2.3	4.7	1.7	0.120	4.6			6.3	0.7
Octubre	31	40.1	4.3	8.2	3.3			0.25	0.20	3.1	0.3
Noviem.	30	35.1	3.7	7.1	2.7			-0.05	-0.04	2.8	0.3
Diciem.	31	46.5	5.3	9.8	4.1			0.00	0.00	4.1	0.4
AÑO		767.3	258.4	317.2	242.5	2.077	80.0	1.00	0.80	321.7	2.92
Coeficientes		0.32	1.270	-0.270	1.000						

PRECIPITACION EFECTIVA

AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	ANUAL
1964	16.23	12.08	21.82	30.48	0.72	3.97	0.00	3.61	1.80	11.72	6.49	6.49	115.43
1965	10.46	13.71	37.52	61.14	8.66	0.00	0.00	0.00	3.07	2.71	6.85	9.02	153.13
1966	10.28	6.85	17.86	12.26	0.00	0.54	0.00	0.00	0.00	1.44	4.33	1.08	54.65
1967	27.60	51.95	15.87	1.26	3.07	0.00	0.00	0.18	1.44	16.95	1.08	1.44	120.85
1968	5.41	13.17	13.71	4.51	0.54	0.18	1.80	3.07	12.26	12.63	8.66	2.34	78.28
1969	20.02	18.94	41.66	31.20	2.34	4.69	0.00	3.97	1.98	4.15	6.85	12.08	147.90
1970	18.76	15.87	22.00	5.95	16.59	2.89	0.54	3.25	4.33	20.74	8.48	9.02	128.42
1971	14.61	18.22	112.01	15.15	11.18	6.13	2.89	8.84	3.79	23.09	16.05	29.22	261.17
1972	19.84	34.45	101.19	33.73	2.71	1.98	0.36	1.98	2.89	3.07	4.87	13.17	220.23
1973	12.26	30.12	37.88	49.42	5.59	2.89	4.15	4.33	12.99	3.07	2.89	8.84	174.41
1974	19.30	13.53	15.15	9.74	3.43	5.05	0.54	4.33	15.33	11.18	10.46	5.95	113.99
1975	9.56	23.81	46.35	15.33	10.10	3.07	1.26	10.82	12.45	4.33	3.25	0.00	140.32
1976	29.22	38.06	26.69	31.74	4.15	1.26	0.00	0.00	0.00	1.62	2.71	10.28	145.74
1977	42.39	33.55	0.00	16.95	0.18	0.00	0.00	0.00	7.03	0.90	4.33	0.72	106.06
1978	1.98	12.81	16.77	15.15	12.26	0.54	0.72	0.54	8.66	0.54	10.46	3.25	83.69
1979	14.23	13.17	30.41	6.38	6.13	1.44	0.36	1.98	6.22	0.36	1.98	0.00	82.68
1980	4.46	4.15	13.60	12.86	4.69	0.00	0.00	0.18	0.92	12.45	9.38	3.77	66.45
1981	14.74	41.59	45.13	28.98	1.26	0.54	2.62	4.51	0.38	9.02	9.20	5.09	163.05
1982	6.06	16.21	9.61	20.65	2.89	0.00	0.00	0.00	2.54	6.85	3.61	32.23	100.66
1983	32.11	20.85	82.23	79.96	27.78	2.27	0.25	0.36	0.92	8.12	1.08	12.82	268.75
1984	10.24	55.07	0.00	16.38	7.03	2.22	5.36	2.72	4.42	17.86	8.48	3.55	133.33
1985	12.12	11.99	9.52	5.47	6.67	0.04	0.49	3.17	3.16	5.05	1.80	9.07	68.56
1986	13.65	23.01	12.61	32.54	1.98	0.00	0.29	4.06	2.27	7.03	12.81	12.82	123.08
1987	25.54	30.93	44.80	0.00	0.90	0.00	2.65	3.52	8.48	5.23	2.53	1.93	126.51
1988	17.37	24.46	3.93	16.11	8.12	3.84	1.77	1.33	0.58	4.71	14.47	0.00	96.68
1989	24.76	32.83	22.17	26.82	3.25	5.18	0.00	1.62	2.78	10.93	2.27	0.00	132.61
1990	0.18	12.23	14.56	8.55	0.72	0.72	0.00	0.00	0.29	12.30	8.98	0.40	58.93
1991	0.49	3.35	36.81	5.86	1.77	0.00	1.77	0.00	0.51	2.18	4.31	2.94	59.99
1992	17.19	13.60	41.07	32.97	23.03	0.00	0.00	0.00	2.24	1.59	3.82	4.69	140.20
1993	12.46	33.13	77.18	25.77	12.82	0.54	0.00	1.30	3.46	8.39	5.97	13.87	194.90
1994	16.85	24.64	35.15	20.60	2.94	0.00	0.00	0.00	2.69	5.41	8.57	7.79	124.63
1995	12.10	31.44	16.09	2.71	7.45	0.00	3.14	1.26	0.00	7.83	3.37	16.05	101.44
1996	8.51	18.52	34.95	16.81	7.90	1.64	4.42	1.34	3.12	9.18	0.41	1.44	108.26
1997	6.87	19.50	18.31	25.23	0.72	0.00	3.82	0.00	2.22	1.84	9.23	31.73	119.47
1998	43.13	74.62	50.45	59.16	18.05	4.46	0.00	0.20	2.78	4.31	1.61	8.44	267.19
1999	8.03	68.61	38.22	29.72	19.89	9.07	1.86	0.34	5.16	1.79	0.83	17.59	201.11
2000	10.14	42.08	60.35	31.83	27.34	3.30	0.00	4.60	8.87	0.29	2.07	15.55	206.43
2001	17.95	25.97	82.46	29.04	3.23	0.60	0.14	0.00	10.26	3.19	12.81	11.98	197.63
2002	1.88	42.89	41.90	38.29	3.23	0.18	0.69	0.00	0.83	7.49	3.54	10.08	150.98
2003	18.49	29.98	8.21	11.02	5.32	13.83	1.30	0.00	0.76	1.52	6.73	12.66	109.81
2004	13.08	16.31	8.87	8.80	6.53	0.09	4.06	0.00	7.27	9.65	7.58	10.98	93.21
2005	7.47	30.34	68.54	4.24	0.41	1.39	0.00	0.00	0.60	13.47	2.89	10.80	140.14
2006	11.60	44.14	57.36	14.81	1.93	5.07	1.44	0.07	0.92	0.31	9.58	2.07	149.29
2007	6.98	9.45	36.38	20.90	7.86	0.00	0.14	0.74	0.70	14.54	11.33	1.03	110.06
2008	34.74	88.85	55.72	52.92	7.16	2.11	0.96	3.41	8.06	14.16	15.84	3.46	287.38
N° DATOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Pe	13.08	59.95	115.75	63.05	22.06	22.06	14.26	9.90	7.41	6.31	3.05	2.77	135.38
DESV.STD	10	18.16	26.06	17.13	6.97	2.75	1.45	2.36	3.95	5.75	4.17	7.87	60.07
MIN	0.18	3.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	0.41	0.00	0.00
MAX	43.13	88.85	112.01	79.96	27.78	13.83	5.36	10.82	15.33	23.09	16.05	32.23	287.38
MEDIANA	15.14	23.81	34.95	16.95	4.69	0.72	0.36	0.74	2.78	5.41	5.97	7.79	125.57

Fuente: Propia.

CAUDALES GENERADOS (mm)

Coeficientes de Regresión Múltiple:					
b1	3.189836	b2	0.195758	b3	0.906843
S	3.928433	R²	0.991702		

Modelo Matemático: $Q_t = b1 + b2*Q_{t-1} + b3*PE_t + Z^2*S*(1 - R^2)^{0.5}$

$$Q_t = B_0 + B_1*Q_{t-1} + B_2*PE_t + z^2*S*(1 - r^2)^{0.5}$$

Donde:

- Q_t : Caudal del mes t
- Q_{t-1} : Caudal del mes anterior
- PE_t : Precipitación efectiva del mes t
- B_i : Coeficientes de la regresión lineal múltiple
- S : Error estándar de la regresión múltiple
- r : Coeficiente de correlación múltiple
- z : Número aleatorio normalmente distribuido (0,1) del año t

AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	ANUAL
PEP	13.08	59.95	115.75	63.05	22.06	14.26	9.90	7.41	6.31	1992.00	2.77	4.07	2,310.61
1964	19.82	16.36	26.22	33.06	6.40	9.58	6.09	8.98	7.34	16.51	11.77	11.27	173.40
1965	15.48	17.59	38.62	61.38	13.21	5.45	5.67	5.66	8.63	8.49	11.70	13.80	205.70
1966	15.51	11.69	21.29	18.02	6.07	5.52	5.77	6.16	5.40	6.65	9.93	6.91	118.92
1967	30.89	52.76	20.39	6.51	8.58	5.28	5.36	5.88	6.84	21.28	6.20	6.98	176.94
1968	10.49	17.65	18.91	9.93	6.37	6.34	7.29	8.70	16.29	17.30	13.54	7.89	140.70
1969	24.45	22.56	43.10	34.33	7.88	10.15	5.46	8.83	7.65	8.98	12.24	16.12	201.75
1970	22.74	20.24	26.18	11.25	20.60	8.57	5.68	8.85	10.20	24.31	13.39	13.99	186.01
1971	19.59	22.13	107.56	19.57	15.37	11.37	8.55	13.99	8.74	26.86	20.71	31.82	306.26
1972	23.98	37.48	97.10	35.98	7.89	7.87	5.26	7.03	8.68	8.70	10.35	17.79	268.12
1973	16.28	33.27	40.25	50.70	10.99	8.53	9.77	9.87	17.58	8.46	8.64	14.07	228.42
1974	22.67	17.42	19.20	14.81	8.70	10.67	6.13	9.57	19.78	16.49	15.32	11.72	172.48
1975	14.54	26.83	47.66	19.90	14.55	8.74	6.93	15.66	16.87	9.76	8.57	5.42	195.44
1976	32.10	40.50	29.59	34.64	10.27	7.16	6.05	5.93	5.33	7.70	8.33	15.32	202.92
1977	43.84	35.90	4.87	21.35	6.47	5.97	6.42	5.82	12.37	6.77	9.68	6.22	165.67
1978	7.21	16.74	21.19	20.00	16.80	6.42	6.31	6.48	13.75	6.13	14.82	9.63	145.48
1979	18.46	17.64	33.74	11.34	11.25	7.57	6.66	7.22	11.55	6.53	7.99	4.85	144.81
1980	9.73	9.08	18.56	17.30	10.37	6.53	6.23	5.97	6.60	17.42	14.71	8.49	130.99
1981	18.77	43.70	46.98	32.05	6.87	6.14	8.08	10.08	5.61	14.43	14.48	10.16	217.35
1982	10.92	20.70	14.34	24.53	8.32	5.55	6.39	5.90	8.66	12.38	8.88	35.26	161.85
1983	35.17	24.71	80.65	77.68	31.44	7.61	6.42	6.12	7.16	13.54	6.64	17.17	314.32
1984	15.14	55.70	5.48	21.09	12.12	7.18	10.51	7.34	9.85	22.80	13.35	9.07	189.64
1985	16.87	16.39	14.90	11.05	11.67	5.97	6.17	8.57	7.65	10.34	7.17	14.56	131.31
1986	17.69	26.51	17.58	35.04	7.69	5.91	6.29	9.42	8.36	12.02	17.65	17.55	181.71
1987	28.55	33.40	46.83	5.72	7.12	5.31	8.55	8.61	13.89	9.90	7.82	7.32	183.02
1988	21.53	27.59	9.63	19.91	12.99	9.07	6.80	6.43	6.65	9.47	18.64	5.36	154.07
1989	28.40	34.99	25.70	29.86	8.57	10.46	6.01	7.15	8.06	16.01	7.86	5.57	188.64
1990	5.90	16.84	19.28	13.31	6.34	6.24	5.51	5.77	5.91	17.19	13.44	6.32	122.05
1991	6.06	9.21	39.41	11.53	7.98	5.42	7.66	5.49	5.72	7.67	9.37	8.32	123.85
1992	21.68	17.98	42.49	35.76	26.70	5.51	5.62	6.13	7.82	7.16	9.34	9.59	195.79
1993	17.70	35.43	76.29	29.21	17.81	6.78	5.68	6.81	9.51	13.33	11.46	18.41	248.41
1994	20.80	28.08	37.61	24.76	8.20	5.78	5.61	5.55	8.00	10.50	14.02	13.46	182.37
1995	16.53	34.68	19.81	7.66	12.49	5.46	9.15	6.00	6.00	12.02	8.44	20.08	158.33
1996	12.56	23.07	36.97	20.80	13.08	7.54	9.54	7.46	8.69	14.19	6.20	6.88	166.97
1997	11.80	23.48	22.33	27.98	6.66	5.85	9.47	5.53	7.48	7.53	13.85	34.58	176.54
1998	45.02	73.77	51.65	59.33	22.21	10.05	5.76	6.54	8.52	10.36	7.43	13.87	314.50
1999	13.09	68.68	40.00	32.56	24.33	13.65	7.59	5.82	10.64	6.81	6.03	21.58	250.78
2000	14.70	43.81	60.36	34.62	30.69	9.04	5.38	10.04	13.83	5.89	6.63	19.03	254.02
2001	22.33	29.51	80.44	32.30	8.36	5.98	5.63	5.99	14.78	8.65	16.87	17.31	248.15
2002	7.05	44.74	43.81	40.36	8.79	5.34	6.36	5.94	6.84	12.78	9.22	15.22	206.44
2003	22.49	32.49	13.77	15.45	10.57	18.50	6.88	5.82	6.18	7.16	12.80	17.06	169.16
2004	17.49	20.64	14.10	13.77	11.89	5.66	9.55	5.82	11.99	14.29	12.56	15.76	153.51
2005	12.63	33.79	68.11	9.07	6.20	7.14	5.55	5.75	5.58	18.13	8.37	15.95	196.28
2006	15.63	45.98	58.01	18.66	7.28	10.21	6.83	5.33	6.51	5.66	14.84	7.28	202.22
2007	12.31	14.52	38.16	24.76	12.19	5.73	6.02	6.77	6.78	18.92	16.15	6.37	168.68
2008	37.38	87.01	56.30	54.70	11.97	7.00	6.61	9.27	13.21	18.14	20.87	9.00	331.47
N° DATOS	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00
PROMEDIO	19	30.74	37.68	26.30	12.05	7.60	6.78	7.38	9.41	12.35	11.52	13.34	240.57
DESV. STD	9	16.99	26.00	16.28	6.44	2.71	1.44	2.15	3.60	288.74	4.05	7.23	312.87
MIN	5.90	9.08	4.87	5.72	6.07	5.28	5.26	5.33	5.33	5.66	2.77	4.07	118.92
MAX	45.02	87.01	115.75	77.68	31.44	18.50	10.51	15.66	19.78	1992.00	20.87	35.26	2,310.61
MEDIANA	19.28	27.21	37.29	22.94	10.47	6.89	6.33	6.51	8.21	11.26	10.91	12.59	184.51

Fuente: Propia.

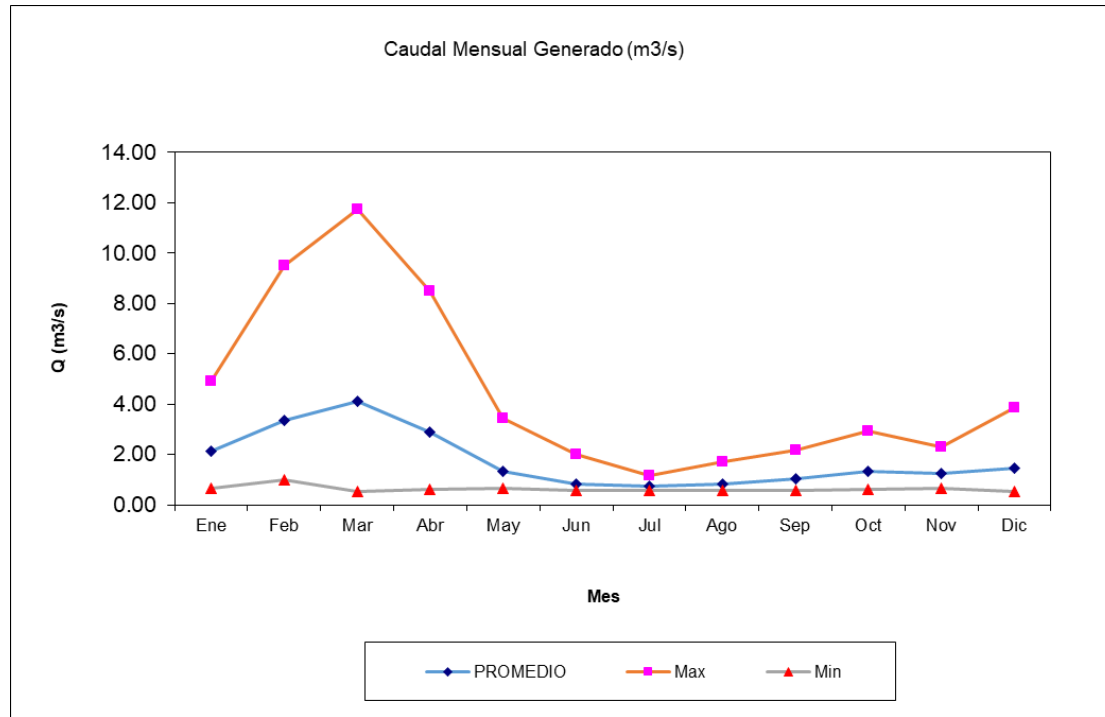
CAUDALES GENERADOS (m3/s)

Area **283.33** km2

ANO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	ANUAL
	30	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	364.00
1964	2.17	1.79	2.87	3.61	0.70	1.05	0.67	0.98	0.80	1.80	1.29	1.23	18.95
1965	1.69	1.92	4.22	6.71	1.44	0.60	0.62	0.62	0.94	0.93	1.28	1.51	22.49
1966	1.69	1.28	2.33	1.97	0.66	0.60	0.63	0.67	0.59	0.73	1.09	0.76	13.00
1967	3.38	5.77	2.23	0.71	0.94	0.58	0.59	0.64	0.75	2.33	0.68	0.76	19.34
1968	1.15	1.93	2.07	1.09	0.70	0.69	0.80	0.95	1.78	1.89	1.48	0.86	15.38
1969	2.67	2.47	4.71	3.75	0.86	1.11	0.60	0.97	0.84	0.98	1.34	1.76	22.05
1970	2.49	2.21	2.86	1.23	2.25	0.94	0.62	0.97	1.11	2.66	1.46	1.53	20.33
1971	2.14	2.42	11.76	2.14	1.68	1.24	0.93	1.53	0.95	2.94	2.26	3.48	33.48
1972	2.62	4.10	10.61	3.93	0.86	0.86	0.57	0.77	0.95	0.95	1.13	1.94	29.31
1973	1.78	3.64	4.40	5.54	1.20	0.93	1.07	1.08	1.92	0.92	0.94	1.54	24.97
1974	2.48	1.90	2.10	1.62	0.95	1.17	0.67	1.05	2.16	1.80	1.67	1.28	18.85
1975	1.59	2.93	5.21	2.18	1.59	0.96	0.76	1.71	1.84	1.07	0.94	0.59	21.36
1976	3.51	4.43	3.23	3.79	1.12	0.78	0.66	0.65	0.58	0.84	0.91	1.67	22.18
1977	4.79	3.92	0.53	2.33	0.71	0.65	0.70	0.64	1.35	0.74	1.06	0.68	18.11
1978	0.79	1.83	2.32	2.19	1.84	0.70	0.69	0.71	1.50	0.67	1.62	1.05	15.90
1979	2.02	1.93	3.69	1.24	1.23	0.83	0.73	0.79	1.26	0.71	0.87	0.53	15.83
1980	1.06	0.99	2.03	1.89	1.13	0.71	0.68	0.65	0.72	1.90	1.61	0.93	14.32
1981	2.05	4.78	5.13	3.50	0.75	0.67	0.88	1.10	0.61	1.58	1.58	1.11	23.76
1982	1.19	2.26	1.57	2.68	0.91	0.61	0.70	0.64	0.95	1.35	0.97	3.85	17.69
1983	3.84	2.70	8.82	8.49	3.44	0.83	0.70	0.67	0.78	1.48	0.73	1.88	34.36
1984	1.65	6.09	0.60	2.30	1.32	0.79	1.15	0.80	1.08	2.49	1.46	0.99	20.73
1985	1.84	1.79	1.63	1.21	1.28	0.65	0.67	0.94	0.84	1.13	0.78	1.59	14.35
1986	1.93	2.90	1.92	3.83	0.84	0.65	0.69	1.03	0.91	1.31	1.93	1.92	19.86
1987	3.12	3.65	5.12	0.63	0.78	0.58	0.93	0.94	1.52	1.08	0.85	0.80	20.01
1988	2.35	3.02	1.05	2.18	1.42	0.99	0.74	0.70	0.73	1.04	2.04	0.59	16.84
1989	3.10	3.82	2.81	3.26	0.94	1.14	0.66	0.78	0.88	1.75	0.86	0.61	20.62
1990	0.64	1.84	2.11	1.45	0.69	0.68	0.60	0.63	0.65	1.88	1.47	0.69	13.34
1991	0.66	1.01	4.31	1.26	0.87	0.59	0.84	0.60	0.62	0.84	1.02	0.91	13.54
1992	2.37	1.97	4.64	3.91	2.92	0.60	0.61	0.67	0.86	0.78	1.02	1.05	21.40
1993	1.93	3.87	8.34	3.19	1.95	0.74	0.62	0.74	1.04	1.46	1.25	2.01	27.15
1994	2.27	3.07	4.11	2.71	0.90	0.63	0.61	0.61	0.87	1.15	1.53	1.47	19.93
1995	1.81	3.79	2.17	0.84	1.37	0.60	1.00	0.66	0.66	1.31	0.92	2.20	17.31
1996	1.37	2.52	4.04	2.27	1.43	0.82	1.04	0.82	0.95	1.55	0.68	0.75	18.25
1997	1.29	2.57	2.44	3.06	0.73	0.64	1.04	0.60	0.82	0.82	1.51	3.78	19.30
1998	4.92	8.06	5.65	6.48	2.43	1.10	0.63	0.71	0.93	1.13	0.81	1.52	34.38
1999	1.43	7.51	4.37	3.56	2.66	1.49	0.83	0.64	1.16	0.74	0.66	2.36	27.41
2000	1.61	4.79	6.60	3.78	3.35	0.99	0.59	1.10	1.51	0.64	0.72	2.08	27.77
2001	2.44	3.23	8.79	3.53	0.91	0.65	0.62	0.65	1.62	0.95	1.84	1.89	27.12
2002	0.77	4.89	4.79	4.41	0.96	0.58	0.70	0.65	0.75	1.40	1.01	1.66	22.57
2003	2.46	3.55	1.51	1.69	1.16	2.02	0.75	0.64	0.68	0.78	1.40	1.86	18.49
2004	1.91	2.26	1.54	1.51	1.30	0.62	1.04	0.64	1.31	1.56	1.37	1.72	16.78
2005	1.38	3.69	7.45	0.99	0.68	0.78	0.61	0.63	0.61	1.98	0.92	1.74	21.46
2006	1.71	5.03	6.34	2.04	0.80	1.12	0.75	0.58	0.71	0.62	1.62	0.80	22.10
2007	1.35	1.59	4.17	2.71	1.33	0.63	0.66	0.74	0.74	2.07	1.77	0.70	18.44
2008	4.09	9.51	6.15	5.98	1.31	0.77	0.72	1.01	1.44	1.98	2.28	0.98	36.23
N° DATOS	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00
PROMEDIO	2.12	3.36	4.12	2.88	1.32	0.83	0.74	0.81	1.03	1.35	1.26	1.46	28.72
DESVSTD	4.18	4.02	4.68	4.30	4.38	4.26	4.42	4.41	4.24	4.36	4.21	4.38	50.30
MIN	0.64	0.99	0.53	0.63	0.66	0.58	0.57	0.58	0.58	0.62	0.66	0.53	13.00
MAX	4.92	9.51	11.76	8.49	3.44	2.02	1.15	1.71	2.16	2.94	2.28	3.85	36.23
P 75%	1.43	1.93	2.11	1.62	0.86	0.63	0.62	0.64	0.74	0.84	0.92	0.80	17.69

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Annual
PROMEDIO	2.123	3.360	4.118	2.875	1.317	0.830	0.741	0.807	1.029	1.350	1.259	1.458	28.719
<i>Max</i>	4.922	9.511	11.757	8.491	3.437	2.022	1.149	1.712	2.162	2.936	2.281	3.855	36.233
<i>Min</i>	0.645	0.992	0.532	0.625	0.664	0.578	0.574	0.582	0.582	0.618	0.660	0.530	12.999
P 75%	1.431	1.929	2.107	1.619	0.861	0.632	0.621	0.642	0.741	0.842	0.915	0.800	17.692

Fuente: Propia.



CAUDALES PROMEDIOS MENSUALES (LPS)

Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiem.	Octubre	Noviem.	Diciem.	Qp
2122.927	3360.073	4118.363	2875.091	1317.395	830.373	741.497	806.619	1028.602	1349.630	1258.940	1458.359	1740.449

CAUDAL ECOLÓGICO		
Q _{ec} =	10% Q _p	
Q _{ec} =	174.04	m ³ /s

4.3. DISEÑOS:

4.3.1. DISEÑO DE CAPTACIÓN.-

Diseño del filtro

Q=	0.10m ³ /s	100.00lts/s
Ø=	0.36m	14.00pulg
Área=	0.10m ²	circunferencia área Área abierta (20% de aberturas)
v=	0.03m/s	
Lo=	1.12m	
L(1m)=	1.12m ²	
Afiltro 20%=	0.22m ²	
Q=	0.01m ³ /s-m	6.70lts/s
Q=	3.35lts/s	50% de aprovechamiento
L=	29.84m	30.00m

(Longitud de la galería)

Por condiciones de resistencia y deformación los filtros no pueden ser cortados por lo que las longitudes de mercado (3m l)

Tabla N° 4. 21: Cuadro de diámetros recomendados para filtros tipo Johnson.

(Según E. E. Johnson)

(l/s)	Diámetro óptimo de la entubación (")	Diámetro mínimo de la entubación (")
Menos de 6	6 DI	5 DI
5 a 11	8 DI	6 DI
10 a 25	10 DI	8 DI
22 a 41	12 DI	10 DI
40 a 57	14 DI	12 DI
53 a 82	16 DI	14 DE
75 a 114	20 DI	16 DE
100 a 190	24 DI	20 DE

DI = Diámetro Interno; DE = Diámetro Externo

Fuente: Daniel Chinguel Aguilar, (Tesis: Diseño de una Bocatoma en el Distrito de Pucará, Provincia De Jaén, Región Cajamarca).

Diseño del Pre-Filtro

* Las curvas granulométricas del filtro, deben ser aproximadamente paralelas a las curvas del suelo subyacente. El filtro debe contener menos del 5% del marerial que pasa por el tamiz N° 200 (0.074mm).

$$\frac{d_{15, \text{filtro}}}{d_{85, \text{filtro}}} < 5 \qquad 40 > \frac{d_{15, \text{filtro}}}{d_{15, \text{filtro}}} > 5 \qquad \frac{d_{50, \text{filtro}}}{d_{50, \text{filtro}}} < 25$$

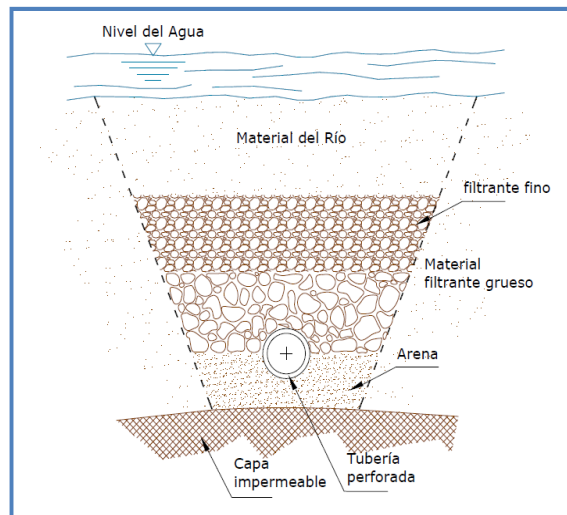
$$\frac{D_{85, \text{filtro}}}{a_R} > 2 \qquad D_0 \text{ filtro} > \text{tamaño de la ranura } (a_R)$$

Tabla N° 4. 22: Espesor del forro filtrante.

Capa	Diámetro (mm)		Altura (cm)
	Mínimo	Máximo	
1	0,5 – 2,0	1,5 – 4,0	5
2	2,0 – 2,5	4,0 – 15,0	5
3	5,0 – 20,0	10,0 – 40,0	10

Fuente: Daniel Chinguel Aguilar, (Tesis: Diseño de una Bocatoma en el Distrito de Pucará, Provincia De Jaén, Región Cajamarca).

Imagen N°4. 1: Modelo de la capa filtrante.



Cuadro N° 4. 8: Velocidad de Infiltración para distintos tipos de suelo.

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN	
Muy arenoso	20-25 mm/h
Arenoso	15-20 mm/h
Limo-arenoso	10-15 mm/h
Limo-arcilloso	8-10 mm/h
Arcilloso	< 8 mm/

Fuente: Daniel Chinguel Aguilar, (Tesis: Diseño de una Bocatoma en el Distrito de Pucará, Provincia De Jaén, Región Cajamarca).

Cálculo de Pérdidas

Formula de Manning

$$h = 10.3 * n^2 * \left(\frac{Q^2}{D^{5.33}} \right) * L$$

h= Pérdida de carga o Energía(m)
n= Coeficiente de rugosidad(Adi)
Q= Caudal (m³/s)
D= Diametro interno de la tubería(m)
L= Longitud (m)

Q= 0.10m³/s
n= 0.01
D= 0.36m 14.00pulg
V= 1.01m/s
L= 10.00m
S= 0.003

Pérdia por accesorios

$$hl = kl * \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

kl= Factor que depende del tipo de accesorio

hl= **0.06m**

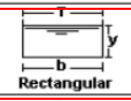

Pérdida total = pérdida en la tubería + pérdida en los accesorios.

htotal= 0.08m

4.3.2. DISEÑO DE CANAL DE CONDUCCIÓN.-

Caudal de Diseño	Q= 100.00	lt/seg	Q= 0.1000 m ³ /seg
Pendiente del Caudal	S= 0.001		
Talud del Canal	Z= 0.0		
Rugosidad	R= 0.014		
Forma del Canal	Rectangular		

Tabla N° 4. 23: Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes.

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezooidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$

Fuente: Estructuras hidráulicas, Máximo Villón (2005).

Donde:

y = Tirante

b = Base o solera

fb = Borde libre

T = Espejo de agua

H = Altura total del canal

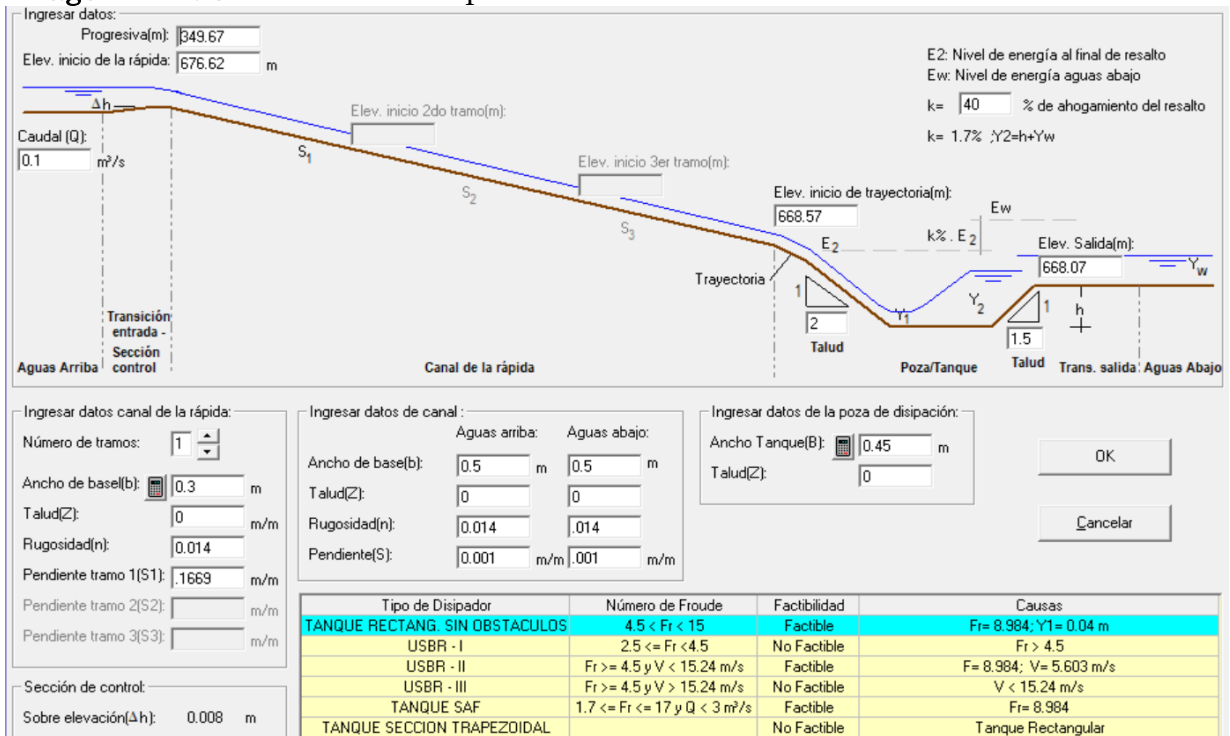
$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Cuadro N° 4. 9: Cálculo de la sección del canal de conducción.

PROGRESIVA		Long.	TIPO	Q	Z	S	n	Y	b	A	T
Inicial	Final	(m)	(1),(2),(3)	(m ³ /s)		(m/m)		(m)	(m)	(m ²)	(m)
0+ 000.00	0+ 024.30	24.3	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
0+ 066.47	0+ 349.67	283.2	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
0+ 397.17	0+ 512.65	115.48	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
0+ 591.31	0+ 626.43	35.12	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
0+ 649.40	0+ 830.35	180.95	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
0+ 904.56	1+ 180.90	276.34	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
1+ 237.07	1+ 280.45	43.38	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
1+ 338.91	1+ 406.46	67.55	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
1+ 438.34	1+ 475.90	37.56	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
1+ 520.40	1+ 699.55	179.15	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
1+ 760.03	1+ 783.16	23.13	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
1+ 837.05	1+ 888.29	51.24	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
1+ 941.71	2+ 071.08	129.37	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
2+ 145.28	2+ 426.78	281.50	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
2+ 452.35	2+ 501.52	49.17	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
2+ 532.53	2+ 597.70	65.17	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
2+ 630.50	2+ 787.55	157.05	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
2+ 824.17	2+ 902.17	78.00	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50
2+ 987.77	3+ 057.56	69.79	2	0.100	0.00	0.001	0.014	0.33	0.50	0.16	0.50

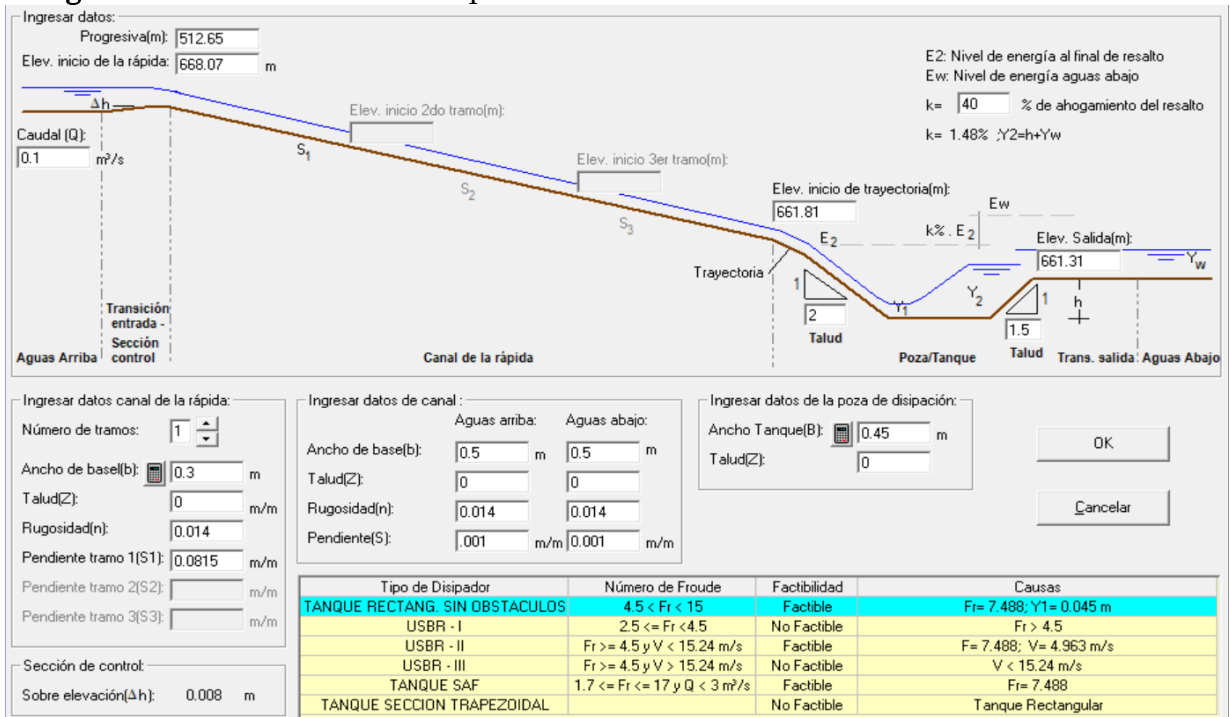
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 5: Diseño de la rápida N° 02.



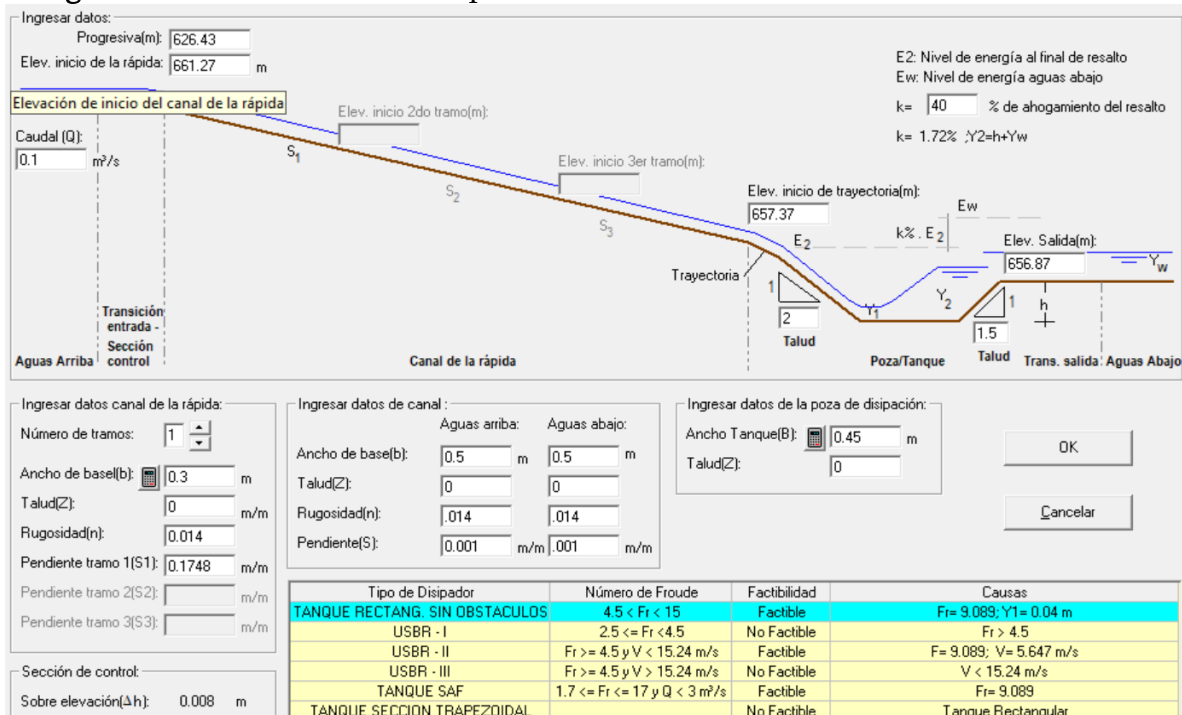
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 6: Diseño de la rápida N° 03.



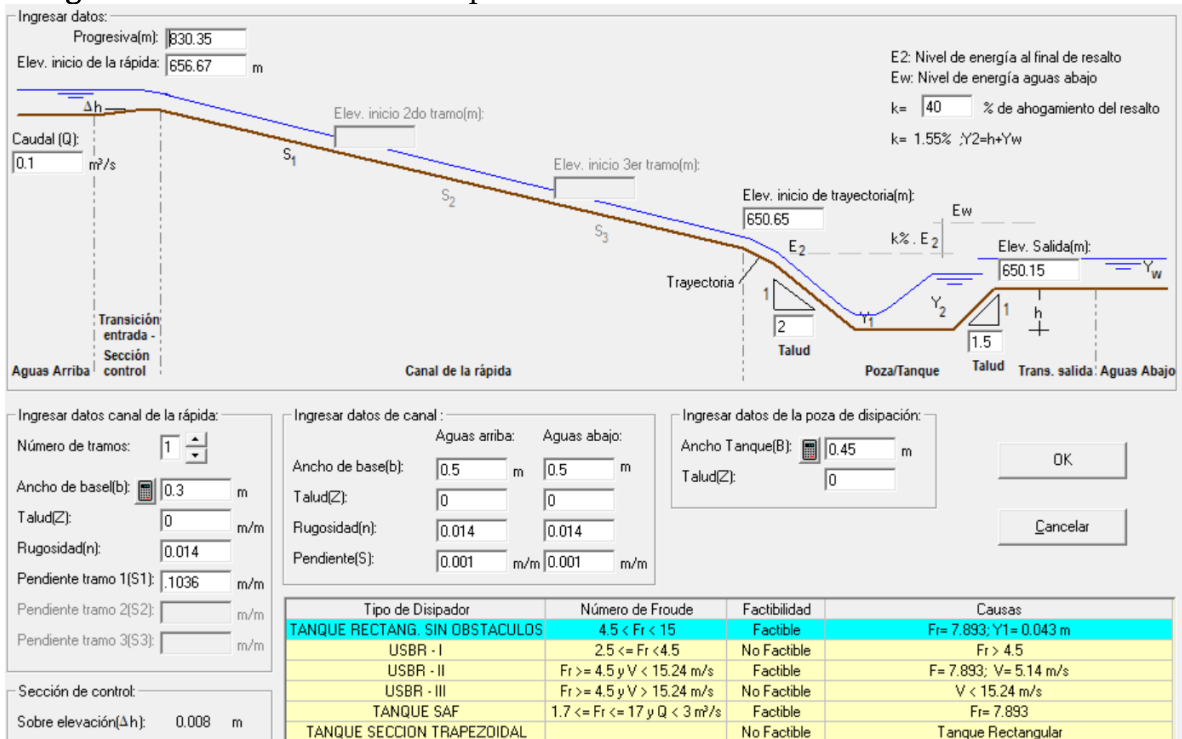
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 7: Diseño de la rápida N° 04.



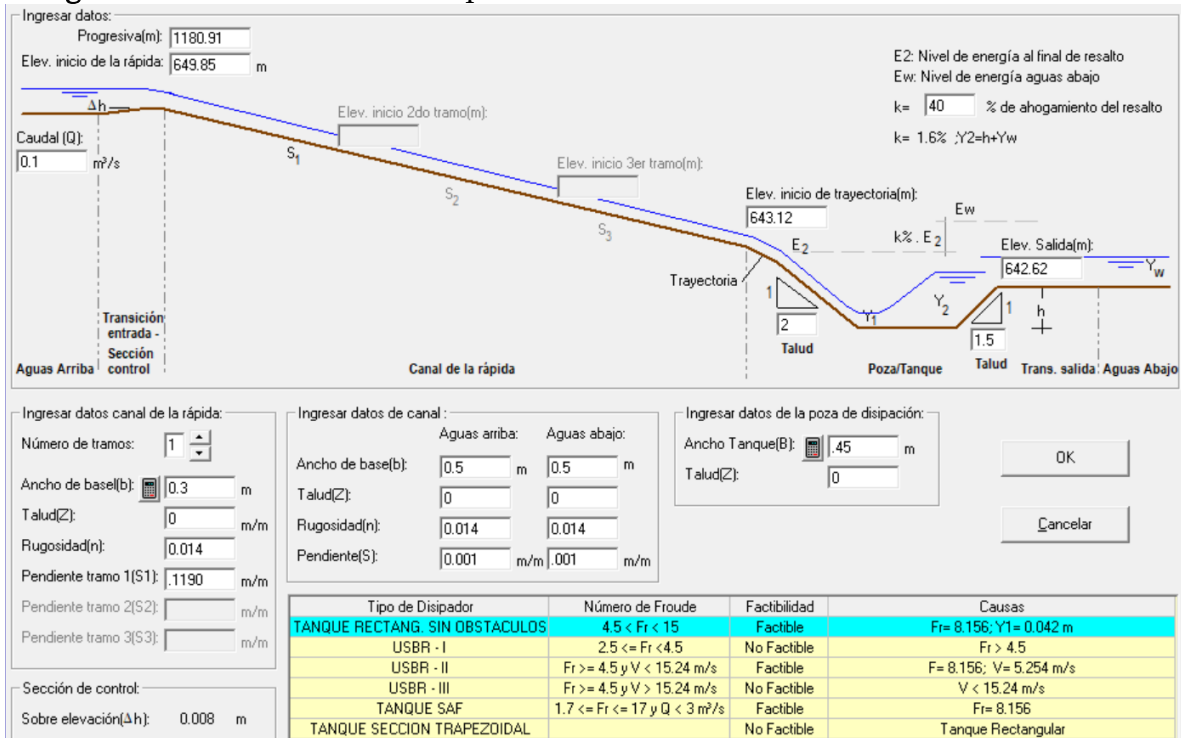
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 8: Diseño de la rápida N° 05.



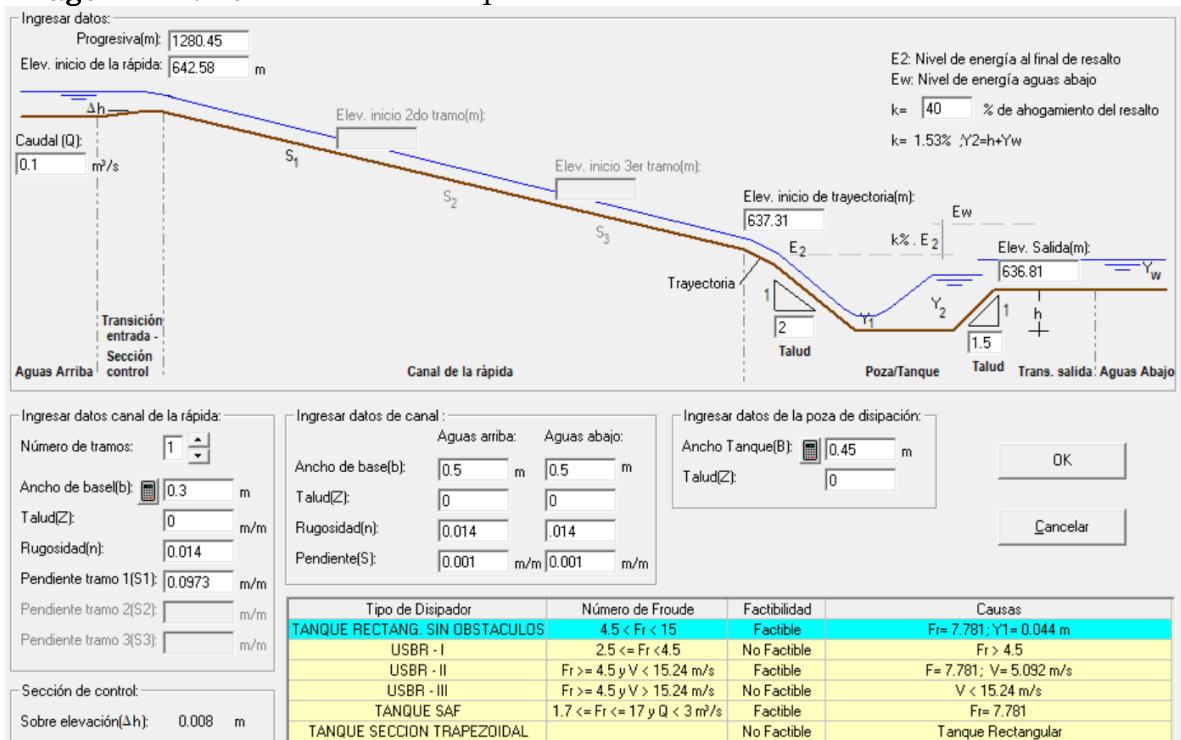
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 9: Diseño de la rápida N° 06.



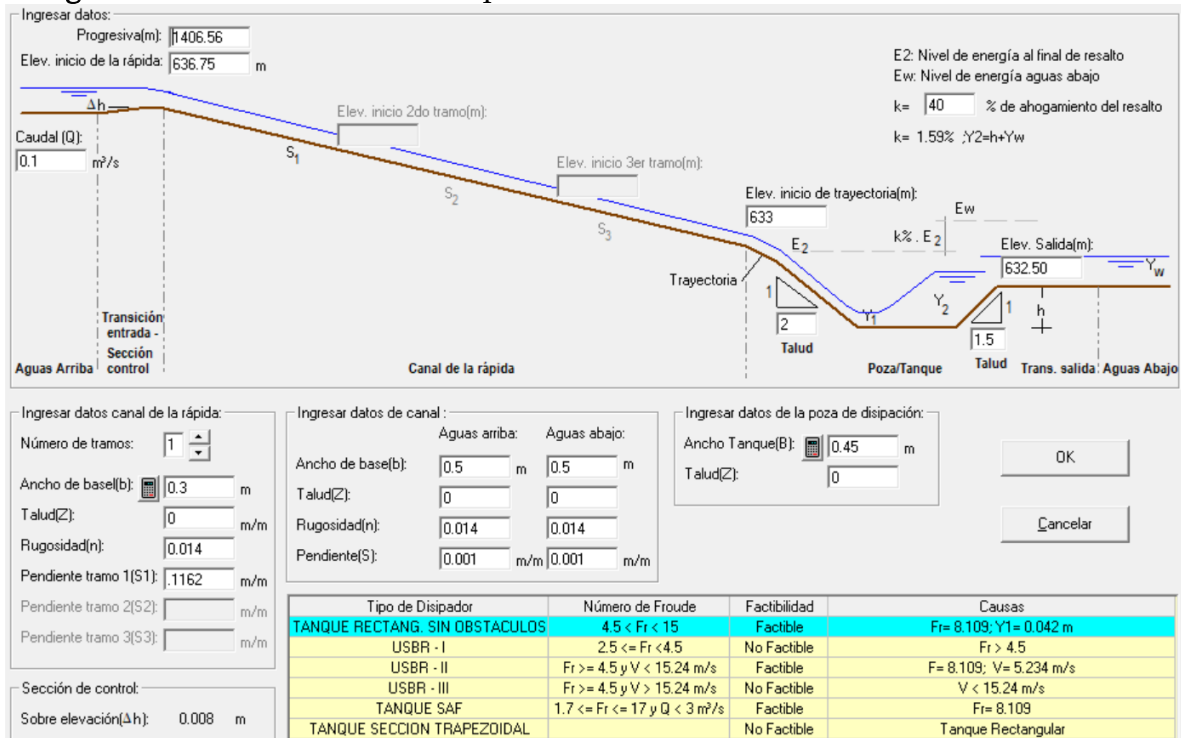
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 10: Diseño de la rápida N° 07.



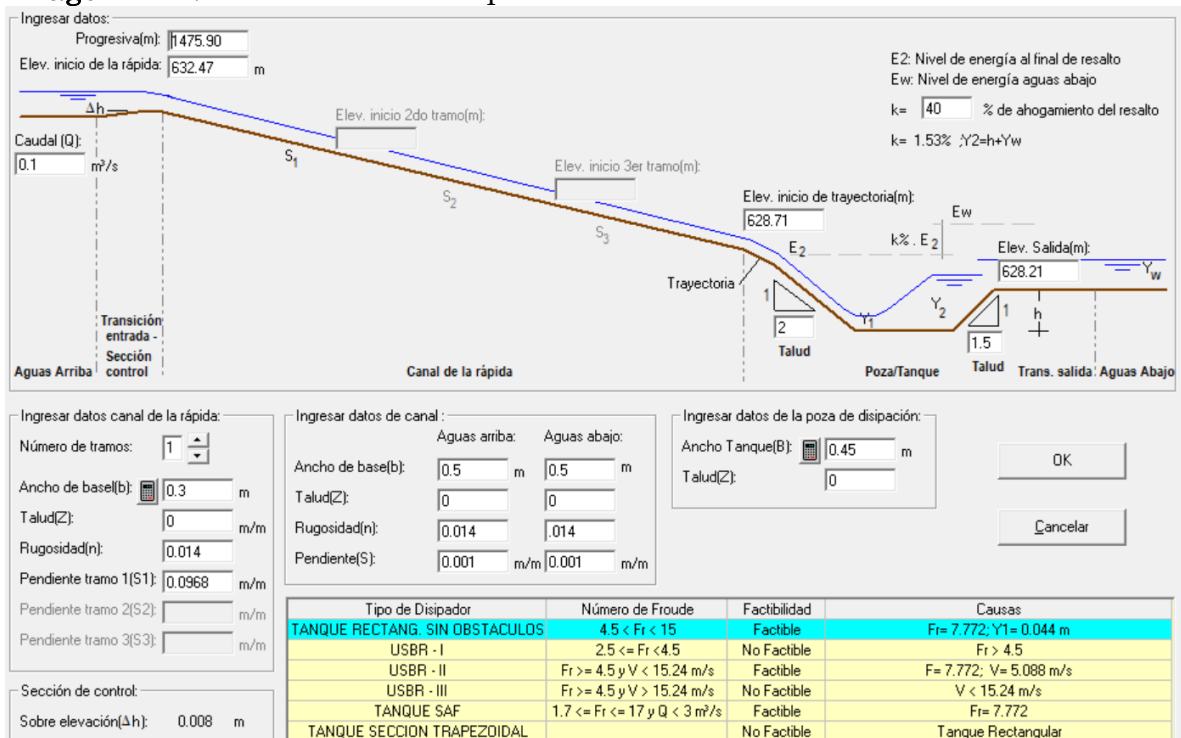
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 11: Diseño de la rápida N° 08.



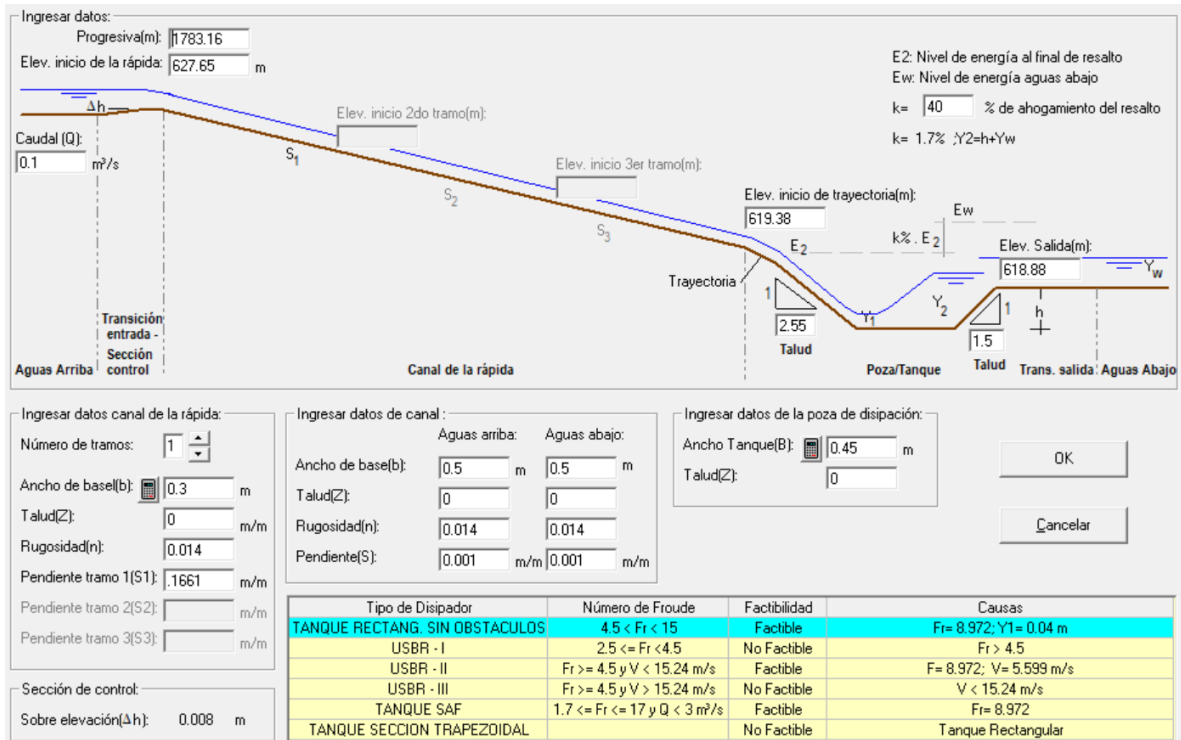
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 12: Diseño de la rápida N° 09.



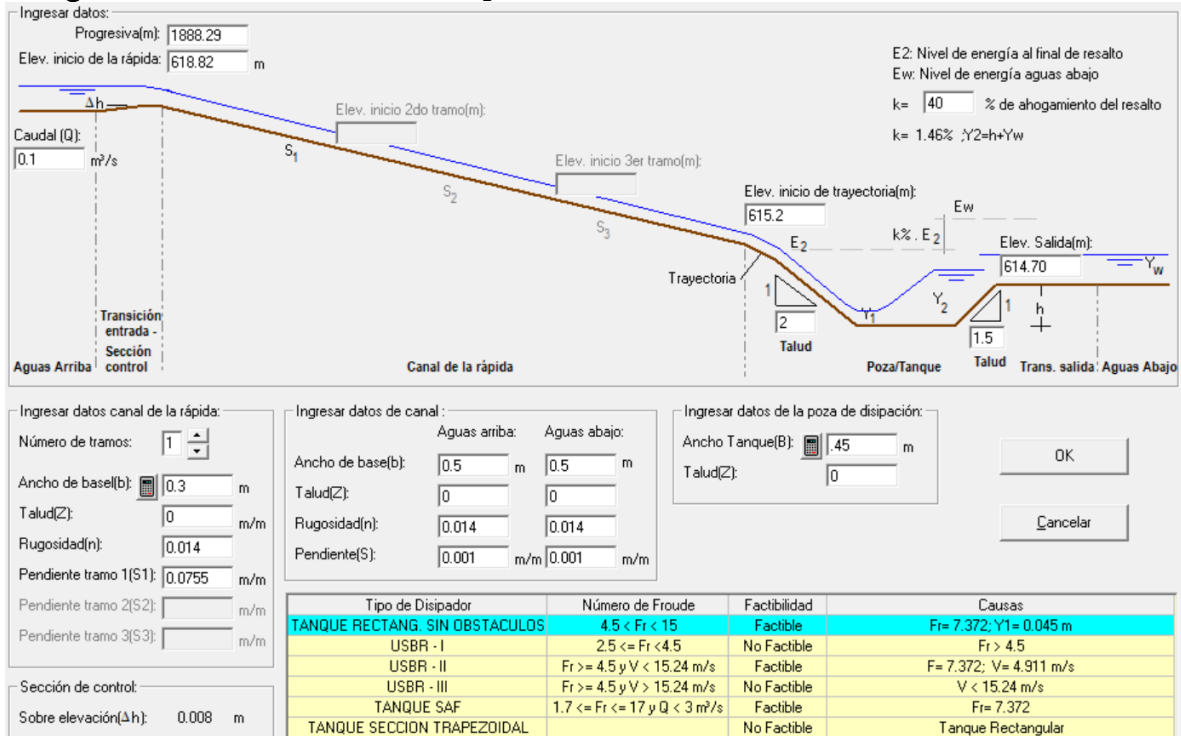
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 13: Diseño de la rápida N° 10.



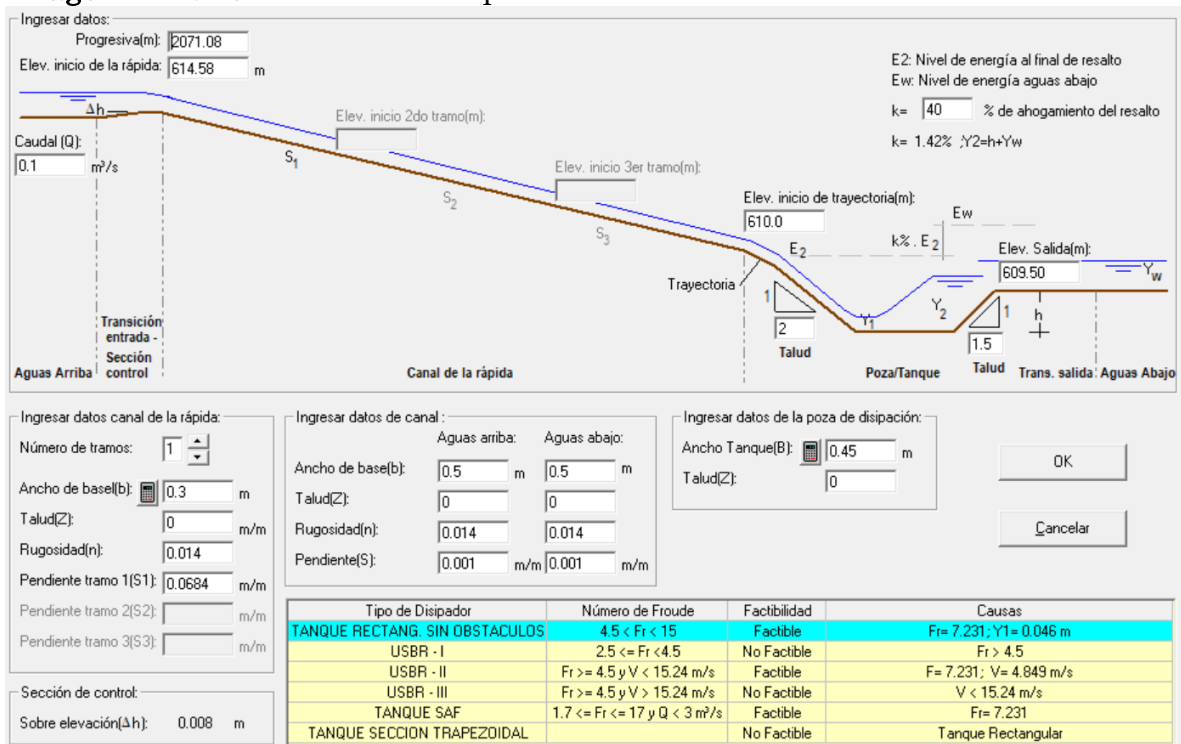
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 14: Diseño de la rápida N° 11.



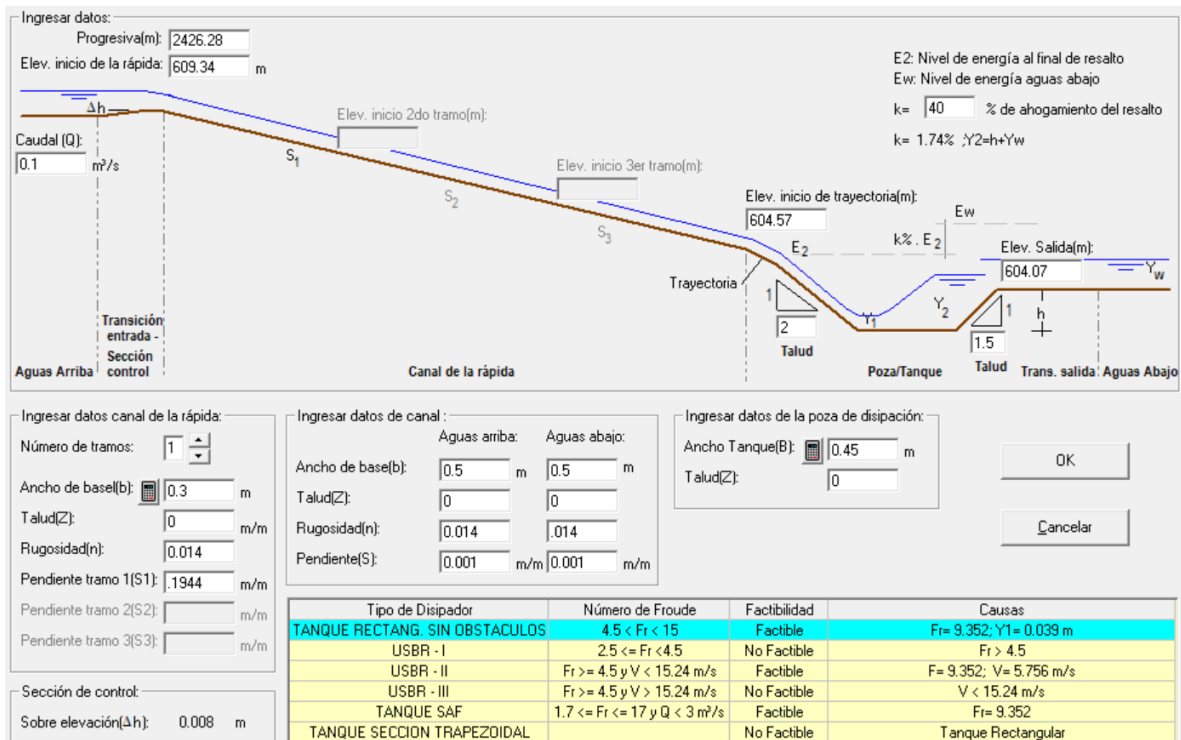
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 15: Diseño de la rápida N° 12.



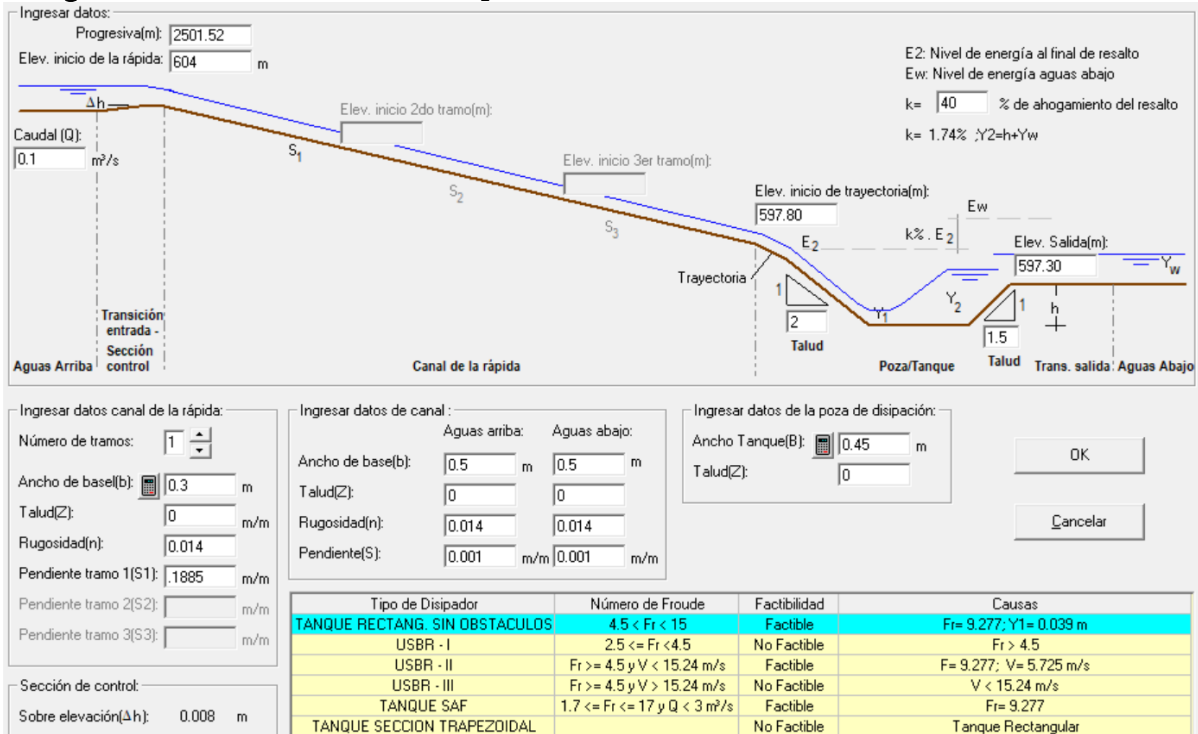
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 16: Diseño de la rápida N° 13.



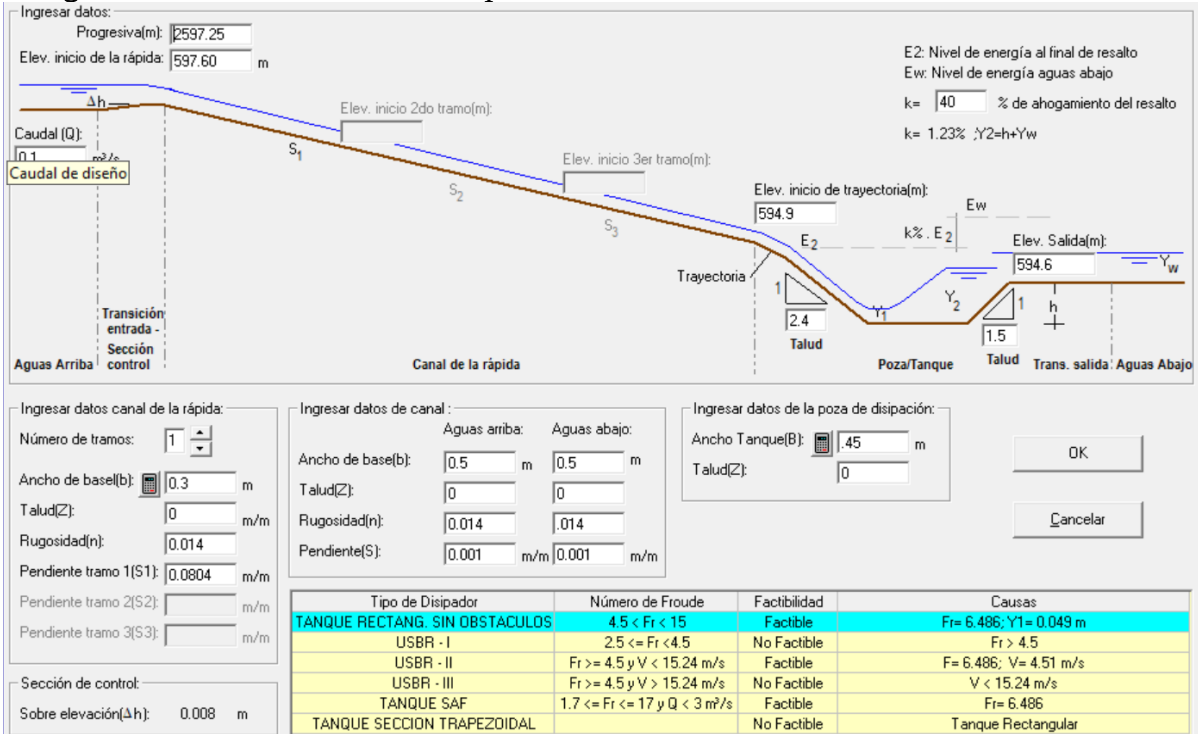
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 17: Diseño de la rápida N° 14.



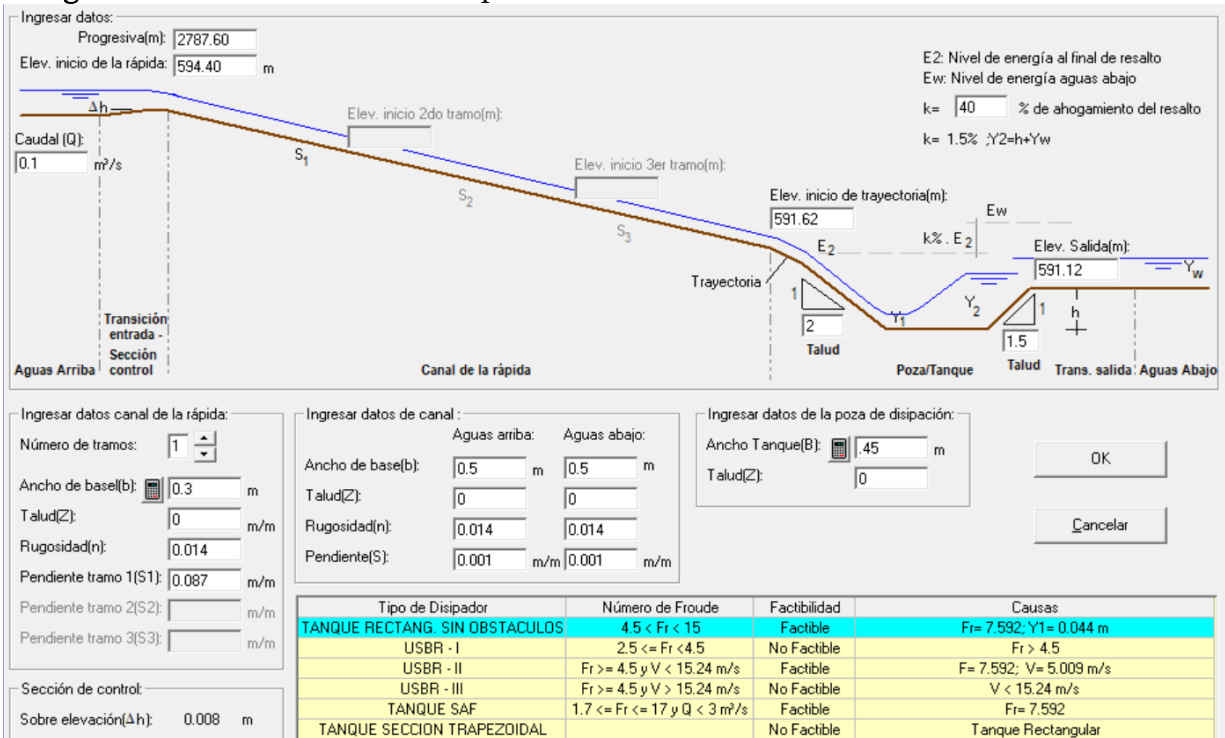
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 18: Diseño de la rápida N° 15.



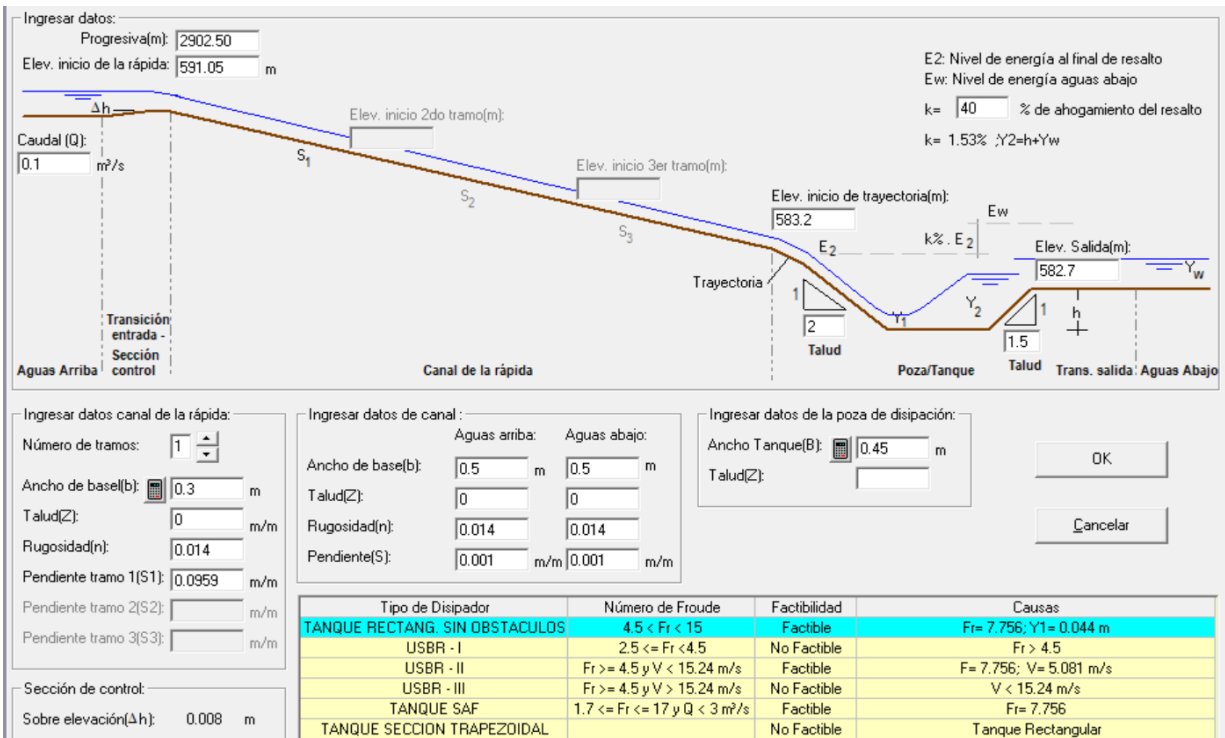
Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 19: Diseño de la rápida N° 16.



Fuente: Propia.

Imagen N° 4. 20: Diseño de la rápida N° 17.



Fuente: Propia.

4.3.4. DISEÑO DE SIFÓN INVERTIDO.-

1.00 CARACTERÍSTICAS DEL CANAL

Con este tirante remplazamos en las formulas y obtenemos:

Area = 0.162 m ²	Espejo = 0.500 m.
Perimetro = 1.149 m.	V = 0.616 m/s
Radio H. = 0.141 m.	h_v = 0.019 m.
	E= Y_n+ h_v = 0.344 m.

Tenemos los siguientes datos, para el canal.

Cota de

$$Z = 0.00$$

$$S = 0.001$$

$$b = 0.50 \text{ m.}$$

$$Q = 0.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.014$$

$$Q \times n / (s^{1/2}) = A \times (R^{2/3}) = [A^{5/3}] / [P^{2/3}]$$

Si se sabe que:

$$A = (b \times Y_n) + (Z \times Y_n^2)$$

$$P = b + [2 \times Y_n \times (1 + Z)^{1/2}]$$

$$Q \times n / (s^{1/2}) = A \times (R^{2/3})$$

$$0.044 = (A^{5/3}) / (P^{2/3})$$

Iterando tenemos :

$$Y_n = \mathbf{0.32 \text{ m.}}$$

$$Y_n = \mathbf{0.32 \text{ m.}}$$

SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DEL TUBO

Con la información Topográfica del perfil del terreno en el cruce y el perfil del canal se efectua el dimensionamiento .

Asumimos una velocidad

$$V = \mathbf{1.5 \text{ m/seg}}$$

$$Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 3.531 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$A = 0.07 \text{ m}^2$$

$$\emptyset = 0.29 \text{ m}$$

$$\longrightarrow 11.47''$$

$$A = \frac{Q}{V} = \pi * \frac{D^2}{4}$$

Usamos diametro comercial :

$$\emptyset = \mathbf{12.00 \text{ in}} = 0.30 \text{ m}$$

LONGITUD DE TRANSICIÓN

Espejo de agua : $\text{tag}(\alpha/2) = 12.50^\circ$

$$T = b + 2zy$$

T1= 0.32m

T2= 0.30m

diámetro de la tubería

LT= 0.04m

$LT = 4 \cdot Dt$ según items

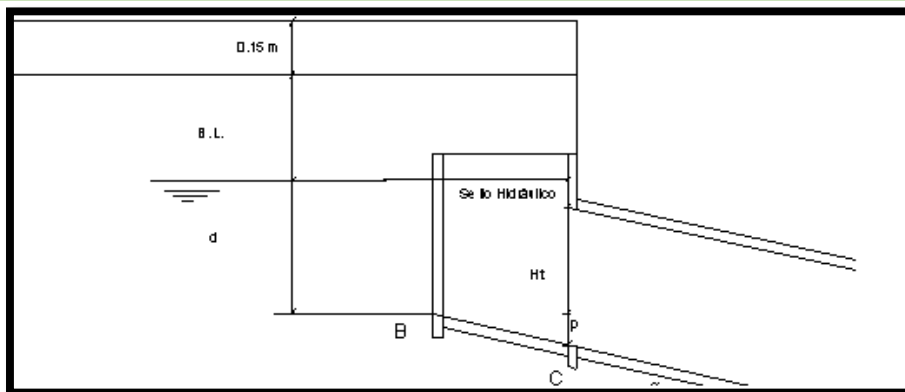
LT = 4 * Dt = 1.22m

∴ Tomamos el mayor valor:

lt = 1.30

Propiedades hidráulicas del tubo	
A= 0.07m ²	
Perímetro = 0.96m	
= 0.08m	
Velocidad en la Tubería = 1.4m/seg	
$h_{vt} = \frac{V^2}{2g}$	= 0.10m
Pérdida entrada h _{va} = 0.0194	
Pérdida salida h _{vh} = 0.0194	
Fricción por inclinación del tubo	
$\frac{(v * n)^2}{(R^{2/3})^2}$	= 0.0070

4.00 UBICACIÓN HIDRAULICA DE LA TRANSICION DE ENTRADA



Sello Hidráulico en la entrada

$$1.5(h_{vt}-h_{va})= 0.11 \text{ m}$$

$$\text{Sello mínimo requerido: } 3' = 0.076 \text{ m}$$

$$\text{USAR} = 0.08 \text{ m}$$

Cálculo de HT:

$$\text{Ángulo alfa} = 14^\circ$$

$$H_{te} = D / \cos(\alpha) = 0.31 \text{ m}$$

5.00 NIVEL DE AGUA EN C

$$\text{COTA DE FONDO EN B} = 628.14 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{Nivel de agua en (B)} = 628.46 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{PROGRESIVA} = 1 + 699.55$$

$$Y_B = 0.32 \text{ m}$$

$$1.5 (h_{vt} - h_{va}) = 0.11 \text{ m}$$

$$H_{te} = 0.31 \text{ m}$$

$$\text{Cota de fondo en C} = 628.04 \text{ m.s.n.m}$$

Chequeo fondo de transición:

$$\text{Diferencia de nivel P: } P = \text{cota B} - \text{cota C} = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Especificaciones: } P = D/2 \quad P = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta el menor valor: } P = 0.10 \text{ m}$$

Chequeo de la máxima inclinación de la transición

$$\text{Si: } L_t/p > 4$$

$$L_t = 3 D = 0.91 \text{ m}$$

$$L_t/p = 8.80$$

6.00 COTA DE FONDO EN D

Asumo ángulo $\alpha = 14^\circ$ escogido previamente

Longitud horizontal = 25.82 m

Longitud inclinada = 26.60 m

$\text{sen } \alpha = v / h =$ **h = 6.4 m.**

NFC - h = 628.04 - 6.40 = 621.63 m.s.n.m

Cota de fondo en D= 621.63 m.s.n.m

7.00 COTA DE FONDO EN E

Longitud de tubo horizontal

L tubo = **17.55**

S tubo = 5

L x 0.005 = 0.08775

cota de fondo en E: NFD - L = 621.632 - 0.08775 = 621.54 m.s.n.m

Cota de fondo en E= 621.54 m.s.n.m

8.00 COTA EN FONDO F

Asumo ángulo $\alpha = 19.3^\circ$

Longitud tubería horizontal = 17.1 m

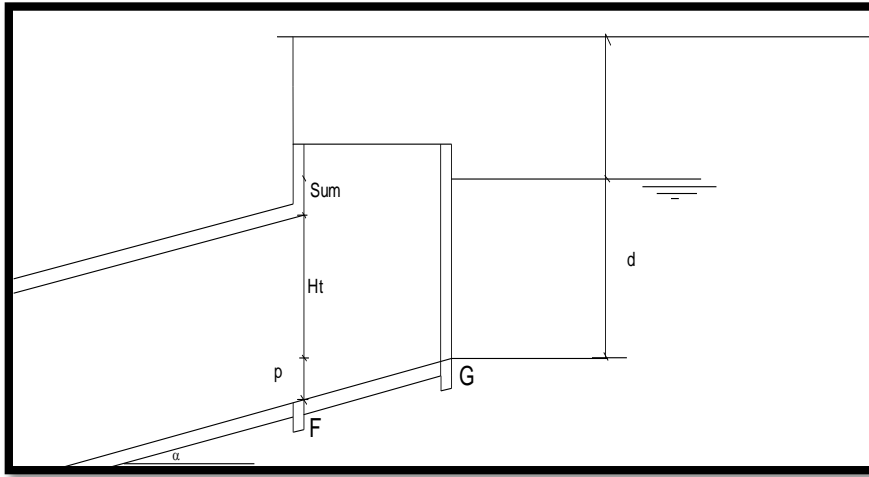
Longitud tubería inclinada = 18.2 m

$\text{sen } \alpha = v / h =$ **h = 6.0 m.**

Luego : NFE+ h = 621.545 + 6.0 m. = 627.56 m.s.n.m

cota de fondo en F = 627.56 m.s.n.m

9.00 CALCULO DEL MAX. VALOR P. EN LA SALIDA



El máximo valor P en la entrada debe ser $3/4D$ y en la salida $1/2D$; luego P en la salida:

$$\text{Salida } 1/2 D = 0.152\text{m}$$

De otro lado se tiene que la cota en 6 será :

$$\text{NFF} = 627.6 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{CotaG} - \text{Cota F} = 627.7 \text{ m.s.n.m} - 627.56 \text{ m.s.n.m} = 0.118\text{m}$$

$$P = 0.118\text{m} \quad \leftarrow \text{coincidan con la rasnte del canal}$$

10.00 INCLINACIÓN DE LOS TUBOS DOBLADOS

$$I = \frac{Lt - S * L}{h_{cf}}$$

$$\text{INCLINACION} = 2$$

$$\text{A la entrada } \frac{25.82 \text{ m}}{6.4 \text{ m}} = 4.0 \quad \leftarrow \text{ok}$$

$$\text{A la salida } \frac{17.14 \text{ m}}{6.0 \text{ m}} = 2.8 \quad \leftarrow \text{ok}$$

11.00 CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE

$$\text{COTA B+ TIRANTE} = 628.46 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{COTA F+ TIRANTE} = 628.00 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{CARGA DISPONIBLE} = 0.460 \text{ m}$$

12.00 CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA

$$\text{Perdida por entrada} = 0.4 \cdot h_v = 0.4 \cdot (V_t^2/2g - V_1^2/2g) = 0.031 \text{ m}$$

$$\text{Perdida por salida} = 0.65 \cdot h_v = 0.65 \cdot (V_t^2/2g - V_1^2/2g) = 0.050 \text{ m}$$

$$\text{Perdida por friccion} = P_f = f \frac{L}{D} \frac{V_t^2}{2g} = 0.14 \text{ m}$$

donde :

$$f = 0.025$$

$$L = 17.55 \text{ m}$$

$$D = 0.305 \text{ m}$$

$$\text{Perdida por codos} = P_{cd} = 2(0.25) \sqrt{\frac{12^\circ}{90^\circ} x \frac{V_t^2}{2g}} = 0.01 \text{ m}$$

$$\text{Perdida por codos} = P_{cd} = 2(0.25) \sqrt{\frac{12^\circ}{90^\circ} x \frac{V_t^2}{2g}} = 0.01 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} k_c: \text{coef. De codos comunes} &= 0.25 \\ \Delta: \text{Deflección del cambio} &= 19^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_c: \text{coef. De codos comunes} &= 0.25 \\ \Delta: \text{Deflección del cambio} &= 14^\circ \end{aligned}$$

$$\text{PERDIDAS TOTAL} = H_{fc} = 0.24 \text{ m}$$

Para mayor seguridad las perdidas totales se incrementaran en 10%

$$\text{luego : } 1.1 \times h_{fc} = 0.26 \text{ m}$$

Podemos deducir que la carga disponible menos las perdidas totales son de :

$$0.460 \text{ m} - 0.26 \text{ m} = 0.1976 \text{ m}$$

Lo que significa que no habra problema hidraulico

13.00 CALCULO DE LA SUMERGENCIA A LA SALIDA

$$\text{altura de sumergencia : } (y + p) - H_{te} = H_{te} = D / \cos \alpha^\circ = 0.323$$

$$\text{altura de sumergencia} \quad 0.44 \quad - \quad 0.32 \text{ m} \quad = \quad 0.12 \text{ m}$$

$$\text{El valor no debe exceder a } H_{te} / 6 = 0.0538 \text{ m}$$

$$\text{luego:} \quad 0.12 \text{ m} < 0.05 \text{ m} \quad \text{falso} \quad \therefore \text{Se asume h de sumergencia} = 0.06 \text{ m}$$

4.3.5. DISEÑO DE PASES PEATONALES. -

ANÁLISIS TRANSVERSAL

1.- PREDIMENSIONAMIENTO

- a) Longitud > 6 m. y < 10 m. $h = L/15$
 b) Longitud < 6 m. $h = L/12$

$h = L/12$	$L/12 = \mathbf{0.11m}$
Asumiendo:	$h = \mathbf{0.15m}$

2.-CARGAS SOBRE LA LOSA:

Cargas sobre la estructura:

Peso propio (WD)	0.720 Tn/m
Sobrecarga (WSC)	0.30 Tn/m

Ancho del canal (b): **1.00m**
 Longitud de empotramiento (e): **0.15m**
 Luz (L) **1.30m**
 Ancho : **1.50m**

Peso Especifico del Concreto $\gamma_2 = 2.4 \text{ ton/m}^3$
 Resistencia a la compresión del concreto $f_c = 175.0 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia a la fluencia $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$

$$W_u = 1.5 * W_d + 1.8 * W_l$$

$$W_u = \mathbf{1.62 \text{ ton/m}}$$

Momento por carga permanente (Viga simplemente apoyada):

$$M_U = \frac{W_D * L^2}{8}$$

$$M_u = 0.15 \text{ Tn-m}$$

CALCULO DEL REFUERZO:

Diseño a flexión:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b}$$

d = 8.50cm 11
 r = 4.00cm
 AS = 0.01 cm²
 a = 0.001cm
 AS calc = 0.47 cm²

*** Cálculo de acero mínimo:**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{4200} * b * h$$

Asmin =	5.00	cm ²	Nº barras =	4.00	5.07	ok
			Ø =	1/2		
∴	El acero usado será el mínimo		S =	33.3		∴ S = 0.30 m

***Acero de temperatura:**

$$A_{st} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{st} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Nº barras = 4.00 2.85 ok
 Ø = 3/8
 S = 33.3 ∴ S = 0.3

***Acero de repartición:**

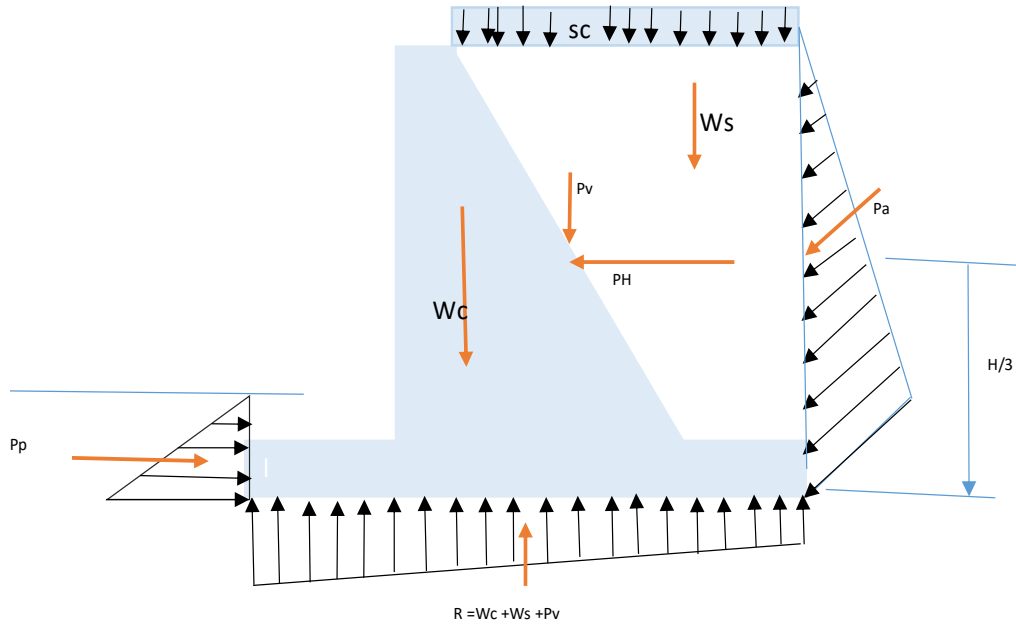
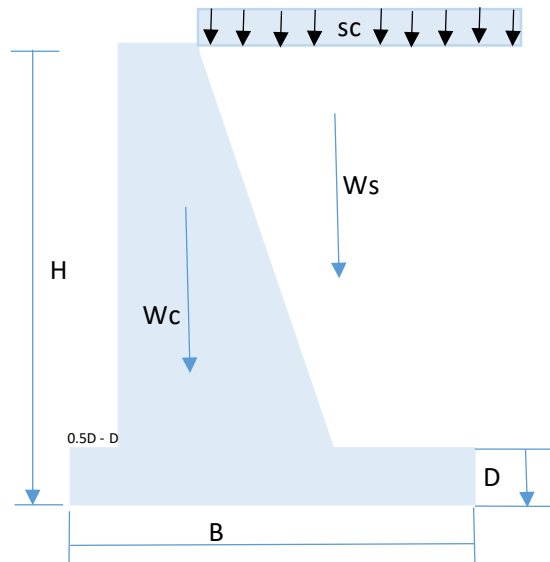
$$A_{sr} = \frac{100}{\sqrt{3.28 * L}} \%$$

Nº barras = 4.00 2.85 ok

Ø = 3/8

Asr = 48.43% As S = 33.3 ∴ S = 0.30 m
 Ast = 2.4 cm²

B.- CALCULO DE LOS ESTRIBOS:



1.- Predimensionamiento

H =	0.8
------------	------------

B =	0.5*H	→	0.40	→	0.60
	0.7H		0.56		

D =	H/6	→	0.13	→	0.15
	H/8		0.10		

L pie =	D	0.15	0.00
	D/2	0.08	
Corona	0.07		
	0.30		0.15

Dimensiones y características del Muro		
Altura	H =	0.80 m
Angulo de inclinación del talud	β =	0 °
Base	B =	0.60 m
Long. Corona	t =	0.15 m
Long. Pie	s =	0.00 m
Factor de seguridad al deslizamiento	FSD =	1.5
Factor de seguridad al vuelco	FSV =	2
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	δ =	10 °
Angulo de la pared del muro	w =	20 °

Características del Concreto		
Concreto	f'c=	175.0 Kg / cm2
Peso unitario	γc =	2.40 Tn/m3
Sobrecarga		
Sobrecarga	S/C	0.30 Tn/m2
Características del Suelo		
Peso unitario seco	γs =	1700.00 Tn/m3
Ángulo de fricción interna	ϕ =	20 °
Capacidad de carga del terreno	σ _s =	1.10 Kg / cm2

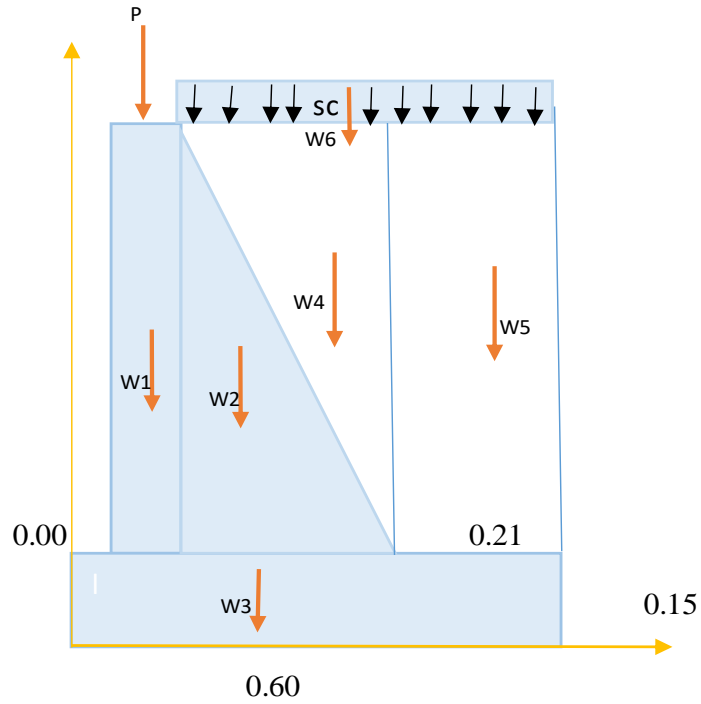
Chequeo por volcamiento

$$\sum M_p = P_a * Y \quad P_a = 0.5 * \gamma_s * C_{ea} * [H * (H + 2h')]$$

$$C_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - w)}{\cos^2 w \cos(\delta + w) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + w) \cos(\beta - w)}} \right]^2} \quad h' = \frac{S/C}{\gamma_s}$$

$$\begin{aligned} h' &= 0.176 & P_a &= 482.01 \text{ Kg} \\ C_{ea} &= 0.615 & Y &= 0.307 \text{ m} \\ M_p &= 148.2 \text{ Kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

**** Cálculo del momento resistente al volteo**



Descripción	Fuerza	Distancia	Momento
W 1	234.0	0.08	17.55
W 2	184.5	0.15	28.39
W 3	216.0	0.30	64.80
W 4	184.5	0.23	42.94
W 5	235.8	0.89	210.66
W 6	67.5	1.15	77.63
P	702.0		
	1824.39 Kg	$M_r =$	442 Kg - m

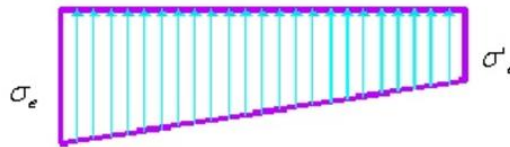
$$M_r / M_{act} = \frac{442 \text{ Kg - m}}{148.21 \text{ Kg - m}} = \mathbf{2.98} \geq \mathbf{1.5}$$

4.- Chequeo por asentamiento

$$b = \frac{\sum M_R - \sum M_P}{\sum w}$$

b= 0.16 m

$\sigma_s = 1.10 \text{ Kg/cm}^2$



$$\sigma_e = \frac{\sum w(4l - 6b)}{l^2}$$

$$\sigma'_e = \frac{\sum w(6b - 2l)}{l^2}$$

$\sigma_e = 0.73$ **OK**

$\sigma'_e = -0.119$ **OK**

4.3.6. DISEÑO DE TOMAS LATERALES.-

Datos del canal:

Cota del canal **650** m.s.n.m

$Z = 0.00$

$b = 0.50 \text{ m.}$

$n = 0.014$

$s = 0.001$

$Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q \times n / (s^{1/2}) = A \times (R^{2/3}) = [A^{5/3}] / [P^{2/3}]$

Si se sabe que: $A = (b \times Yn) + (Z \times Yn^2)$

$P = b + [2 \times Yn \times (1 + Z^2)^{1/2}]$

$Q \times n / (s^{1/2}) = A \times (R^{2/3})$

$0.044 = (A^{5/3}) / (P^{2/3})$

Iterando tenemos : $0.044 = 0.044 \text{ m.}$

Yn = 0.33 m.

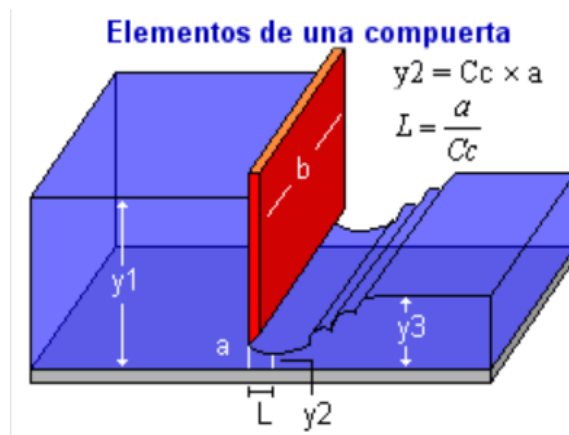
Con este tirante remplazamos en las formulas y obtenemos:

Area = 0.163 m²
Perimetro = 1.150 m.
Radio H = 0.141 m.
Espejo = 0.500 m.
V = 0.615 m/s
h_v = 0.019 m.
E = Y_n + h_v = 0.344 m.

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

$$y_2 = C_c * a \quad L = a / C_c$$

$$C_d = \frac{C_v * C_c}{\sqrt{1 + \frac{a * C_c}{y_1}}} \quad C_v = 0.96 + 0.0979 * \left(\frac{a}{y_1}\right)$$



Donde:

b = Ancho de la compuerta en metros

a = Abertura de la compuerta en metros

Y₁ = Tirante aguas arriba de la compuerta en metros

C_d = Coeficiente de descarga

C_c = Coeficiente de contracción

C_v = Coeficiente de velocidad

a = 0.05 m.
b = 0.30 m.
Y₁ = 0.30 m.
C_c = 0.62
C_v = 0.97
C_d = 0.574
Q = 20.90 l/s

V. DISCUSIÓN

Del trabajo realizado, se tiene el siguiente análisis:

Para el estudio topográfico, se realizó la visita a la zona en compañía de algunos beneficiarios, con el fin de determinar la región más adecuada para la ubicación de la captación y del canal de conducción, así como para demarcar las superficies de terreno a irrigar. Posteriormente, mediante poligonal abierta, se realizó el levantamiento topográfico ya en que una poligonal cerrada se vería obstaculizado el cierre por ser una zona con abundante vegetación. Se ejecutó 02 trazos preliminares, con el objetivo de optar por la alternativa que ofrezca mejores condiciones topográficas, menor cantidad de obras de arte, que permita irrigar mayor cantidad de hectáreas de cultivo y genere a su vez menores costos por movimientos de tierras. En la zona de captación se eligió el lugar con cota de elevación mayor a la del canal de conducción. Una vez ubicado el punto para la captación, se procedió a realizar el levantamiento topográfico del lecho del río 500 metros aguas arriba y aguas abajo a partir el eje de ubicación de la toma, para así tener un mejor detalle en la zona de captación.

Para determinar las características físico mecánicas del terreno de fundación, se ha realizado 07 exploraciones directas a cielo abierto, de 1.50 metros de profundidad, de acuerdo a la Norma Técnica Peruana NTP 339.162. En cada sondaje se ha extraído muestras de suelo, en las que se ha realizado la descripción visual. Posteriormente se realizaron ensayos como: análisis granulométrico, límite líquido y plástico, contenido de humedad, gravedad específica, corte directo, contenido de cloruros solubles, contenido de sulfatos, ensayo de corazones diamantinos y contenido de sales solubles totales. Del estudio realizado, se determinó que el material predominante en trazo del canal de conducción, es arcilla arenosa de baja plasticidad (CL), y entre los menos predominantes se encontraron limos arenosos de baja plasticidad (ML). Asimismo, se determinó que la capacidad portante varía entre 1.01, 1.05 y 1.18 kg/cm², mientras que el contenido de sales del suelo, se encuentra por debajo de los parámetros máximos establecidos. No se encontró nivel freático en las perforaciones ejecutadas, hasta la profundidad promedio de 1.50 m, indicando que este se encuentra a mayor profundidad de lo explorado. Los resultados obtenidos de los ensayos para la determinación de salinidad de los suelos existentes en la zona de estudio, se indica que presentan una agresividad despreciable ya que varía entre 0.10 – 0.15 %. De acuerdo a los resultados obtenidos y teniendo agresividad despreciable, se determinó que se debe utilizar cemento tipo I en todas las estructuras de concreto.

El estudio hidrológico se realizó a fin de determinar el movimiento del agua en la cuenca así como para calcular el caudal máximo en el punto de aforo. Fue necesario determinar y conocer las diferentes características de la cuenca tales como: pendiente máxima del cauce principal, superficie de la cuenca, curva hipsométrica, frecuencia de altitudes, índice de compacidad, índice de forma, coeficiente de escorrentía, intensidad máxima y tiempo de concentración. El índice de compacidad determinado es de 1.22; el cual nos indica que la cuenca es de tipo irregular, mientras que el índice de forma igual a 0.488; nos muestra que la cuenca tiene menor probabilidad de ocurrencia de una tormenta en toda la cuenca. De la curva hipsométrica se obtuvo que la elevación media es de 2,250 m.s.n.m., mientras que la pendiente de la cauce principal es de 10.88%. Se determinó que la cuenca tiene un área igual a 283.16 km² y un perímetro equivalente a 73.53 km. Para la determinación del tiempo de concentración se aplicó el método de Kirpich, que utiliza la longitud del cauce principal y la diferencia de altitud de la cota mayor y menor, obteniéndose un tiempo de concentración $T_c=100.06$ min, lo que nos muestra que una gota de agua demora 100.06 minutos en llegar al punto de aforo desde el punto más alejado. Posteriormente, mediante el método de Frederick Bell, se generaron las curvas IDF (Intensidad – Duración – Frecuencia), a partir de los datos hidrometeorológicos de la estación Llama, la cual cuenta precipitaciones máximas en 24, se generó, a partir de una intensidad unitaria, las intensidades máximas para diversos periodos de retorno. Una vez obtenida la intensidad máxima, se procedió a determinar el caudal máximo en el punto de aforo, mediante el método de Mac Math, obteniéndose así una avenida máxima de 1,345.3m³/seg.

Para el diseño de la captación y el canal de conducción, fue importante conocer la demanda de recurso hídrico, es decir el volumen de agua necesaria para la irrigación de las hectáreas de cultivo. La determinación de la demanda, se realizó mediante el método Blaney y Criddle, para el cual a su vez se necesitó conocer el calendario vegetativo, el coeficiente K_c de cultivo, temperatura media mensual y el porcentaje de horas-luz. Del cálculo realizado, se obtuvo como resultado una demanda igual a 100 litros/ segundo. Debido a la falta de registro de caudales en la zona de estudio, y siendo necesario conocer la oferta de recurso hídrico para la producción según el calendario vegetativo, a partir del método Lutz Scholz, se generó los caudales mensuales para la zona de estudio, obteniéndose un caudal promedio obtenido es de 174 m³/seg.

La obra de captación proyectada es de tipo galería filtrante. El fondo de ubicación de la galería, se determinó a partir de la profundidad de socavación en el lecho del río, que es igual 1.90 metros; a partir de la cual, se estableció que la ubicación óptima de la galería es a 2.50 metros de

profundidad. Las dimensiones del filtro, se determinaron a partir de la demanda de agua ($Q = 100$ lit/seg), obteniendo como resultado un diámetro de 36 m (14 pulgadas) y una longitud total de 30.00 m. El material granular filtrante está conformado por: una capa de arena gruesa con un espesor de 20 cm; la siguiente capa que cubre al filtro en su totalidad está constituida de material granular de 8" de diámetro y un espesor de capa de 1.00 metro y para la capa final se proyectó un espesor de 50 cm y una grava de 2" de diámetro. Asimismo, se proyectó una válvula compuerta de 36 cm de diámetro, que conecta la galería filtrante y el canal de conducción, permitiendo control del flujo, así como la operación y mantenimiento tanto en la captación como en el canal de conducción.

Para el diseño del canal de conducción, se tuvo en cuenta las condiciones del terreno, la cantidad de caudal a transportar ($Q=100$ lit/seg), geotecnia de la zona, climatología, entre otros. Se consideró una pendiente de 0.001m/m, que permite el flujo del agua sin causar erosión o sedimentación en el canal, con velocidad de 0.61m/s. Para la elección de la sección del canal, se tuvo en cuenta la inestabilidad en algunos tramos del terreno, en especial en época de lluvia; por lo que se proyectó una sección rectangular con dimensiones de 0.50m de ancho y 0.50 de profundidad. El espesor del recubrimiento fue tomado en cuenta del manual: Criterios de Diseños de Obras Hidraulicas para la Formulación de Proyectos Hidraulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico, de la Autoridad Nacional del Agua, teniendo un recubrimiento de concreto simple con resistencia de $f'c=175$ kg/cm² y espesor de 0.077m.

Las obras de arte necesarias para el proyecto están conformadas por rápidas, sifones y pases peatonales. Las rápidas y sifones nos permiten salvar los desniveles propios de la topografía del terreno. Se ha realizado el diseño de 17 rápidas, utilizando el programa Rápidas V1.0, y además se ha tenido en cuenta los criterios establecidos en el manual de Diseños de Obras Hidráulicas para la Formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico, de la Autoridad Nacional del Agua. El sifón invertido proyectado tiene un diámetro de 0.30 m (12 pulgadas) y una velocidad dentro de la tubería de 1.40 m/s. Los pases peatonales, permiten la fácil circulación desde el margen derecho del canal hacia el otro, fueron diseñados teniendo en cuenta el RNE E-060 Concreto Armado, obtenido un espesor de losa de 0.15 m, un ancho de 1.50m y una luz de 1.50m.

Mediante la Evaluación de Impacto Ambiental realizada, se determinaron las actividades que generan mayor impacto en el medio ambiente, planteando así las medidas de mitigación. En la EIA, se evaluaron las acciones y los factores ambientales mediante el método de la Matriz de Leopold, a través de la cual se pudo identificar que la calidad del aire se

ve afectado por las diversas actividades realizadas para el movimiento de tierras. El impacto positivo generado por el proyecto, es el componente económico, debido al incremento de producción y a la vez el aumento de los ingresos de los beneficiarios. El impacto negativo más significativo es el generado por el movimiento de tierras tanto para la construcción de la captación, como para el del canal de conducción.

El monto presupuestado para alternativa N° 01 (Sistema de captación por galería filtrante y canal de conducción), tiene un monto ascendente de 1'966,618.87 (un millón novecientos sesenta y seis mil seiscientos dieciocho con 87/100 soles), y la alternativa N°02 (sistema de captación por bocatoma y canal de conducción), tuvo un monto de 3'268,892.06 (tres millones doscientos sesenta y ocho mil ochocientos noventa y dos con 06/100 soles).

Para la elección más óptima se plantearon dos posibilidades, la alternativa N° 01 la cual tuvo un trazo de canal de conducción de una longitud de 3+056 km (con 17 rápidas y 01 sifón invertido); mientras que la alternativa n°02 presenta una línea de conducción con una longitud de 3+830 km la cual tuvo un trazo más largo y con mayor cantidad de obras de arte (20 rápidas y 01 sifón invertido) teniendo un mayor costo y mayor impacto ambiental. Técnicamente la alternativa N°01 tanto en captación como en canal de conducción es más factible con respecto a la alternativa N°02, ya que genera menores costos y menores impactos ambientales.

Para el sistema de captación, se analizaron dos alternativas, de las cuales la del sistema de galería filtrante genera un costo menor, respecto a la alternativa 02 – toma tipo tirolesa, debido a que la segunda genera mayor cantidad de movimiento de tierra así como mayores costos por de concreto reforzado.

VI. CONCLUSIONES

El estudio topográfico realizado ha permitido determinar un tipo de terreno accidentado, por lo que fue necesario proyectar el diseño de rápidas para salvar los desniveles y disipar la energía del flujo de agua. Asimismo, ha permitido establecer con precisión los puntos de referencia así como la ubicación de las obras de arte. Se analizaron dos (02) alternativas de trazo, siendo la alternativa N° 01, con una longitud de 3+057.56 Km, la opción que brinda las condiciones más óptimas y que genera menores impactos negativos.

El estudio de mecánica de suelos realizado, permitió determinar que el material predominante en la zona del proyecto es arcilla arenosa de baja plasticidad (CL). La capacidad portante del terreno, varía entre 1.01, 1.05 y 1.18 kg/cm², mientras que los obtenidos de los ensayos para la determinación de salinidad, cloruros y sulfatos en el suelo presentan porcentajes despreciables por lo que se recomienda utilizar un Cemento Portland Tipo I en todas las estructuras de concreto.

Mediante el estudio hidrológico, se determinó que la cuenca es de tipo irregular y que tiene mínima probabilidad que ocurra una tormenta en toda su extensión. Asimismo, de la generación de las curvas IDF para diferentes periodos retorno, se determinó que con una intensidad máxima de 35.62 mm/h, para un periodo de retorno de 50 años, se genera un caudal de máxima avenida en el punto de aforo igual a 1,391.1 m³/s.

La demanda de agua necesaria para la producción es de 100.00 l/s, el cual ha sido de suma importancia para el diseño del sistema de captación y conducción.

El sistema de captación, está constituido por un filtro tipo Johnson de acero galvanizado con ranura continua de 1.5 mm de abertura, 14" de diámetro y una longitud de 30 metros. El material filtrante está constituido por grava seleccionada de 3/4" y grava gruesa de 1½". La longitud total del sistema de conducción es de 3+057.56 Km y está constituido por un canal rectangular de 0.50 x 0.50 m, revestido de concreto de f'c = 175kg/cm². Se han diseñado diecisiete rápidas de revestimiento de concreto de f'c = 175kg/cm², un sifón invertido de tubería de PVC de 12" de diámetro, cinco compuertas de 0.40m x 0.50 m y siete pasarelas o pases peatonales de 1.50m x 1.50m.

De la evaluación de impacto ambiental, se identificó que los impactos ambientales negativos son mínimos, por lo cual el proyecto es ambientalmente viable. Asimismo, se ha elaborado un Plan de Manejo

Ambiental el cual permite mitigar los impactos negativos, orientando al logro del equilibrio de las actividades del proyecto y los factores ambientales del entorno minimizando riesgos.

Con la ejecución del proyecto, mediante el aprovechamiento de las aguas del Río Maychil se mejorará la producción agrícola de Caserío Potrerillo teniendo una ganancia neta anual de S/. 1, 241,408.00; asegurando así el uso óptimo y eficiente del agua y la mejora de las condiciones de vida y el ingreso familiar de la población beneficiada. El costo total de la alternativa seleccionada, asciende a S/.1, 966 618.87 incluyendo gastos generales, utilidad (10%) e IGV (18).

VII. RECOMENDACIONES

Los beneficiarios deberán realizar un adecuado mantenimiento al sistema de captación y conducción por lo menos una vez al año, para evitar el deterioro y preservar el buen funcionamiento de las estructuras.

Durante la ejecución del proyecto, se debe cumplir de manera rigurosa el Plan de manejo ambiental ya que este permite la mitigación de los impactos negativos, promoviendo el equilibrio dinámico entre el desarrollo socio – económico y la protección del medio ambiente, logrando un desarrollo sostenible.

Se recomienda, que durante la elaboración del concreto para revestimiento del sistema de conducción así como para la ejecución de las obras de arte, se deberá utilizar cemento Portland Tipo I, ya que cumple con las condiciones requeridas de acuerdo al tipo de suelo.

Durante el periodo de ejecución de la obra, los trabajadores deberán contar con equipos de protección personal de acuerdo a la actividad que realicen, con el objetivo de proteger su integridad física.

Se debe realizar la supervisión del cumplimiento detallado de las especificaciones técnicas de cada partida así como el cumplimiento del plan de manejo ambiental.

Antes de la ejecución del proyecto, la empresa ejecutora, deberá coordinar permanentemente con los beneficiarios, a fin de mantener buenas relaciones y evitar retrasos o complicaciones en la construcción de la obra.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Autoridad Nacional del Agua ANA. 2010. Criterios de Diseños de Obras Hidráulicas para la Formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico. Lima: Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales.
- Chuquillanque, Pedro. 2002. Construcción y Caracterización del Mejoramiento del Canal El Lanche. Piura. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, Universidad de Piura.
- Coronel Altamirano, Ever D. Diseño del canal partidador San Pedro - Ucupe, distrito Lagunas, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Tesis Pre grado, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo
- García, Eduardo. 2009. Manual Páctico de Pequeñas Irrigaciones. Perú.
- Mansen, Alfredo. 2006. Diseño de Bocatomas. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería. Apuntes de clase.
- Ministerio de Economía y Finanzas. (2011). Guía para la formulación de proyectos de inversión existosos. Lima: Forma e Imagen
- Ministerio de Agricultura. (2005). Formulación del Inventario de la Infraestructura de Riego y Drenaje y Vías de Comunicación en los Distritos de Riego del Perú.
- Rocha, Arturo. 2003. La Bocatoma, Estructura Clave en un Proyecto de Aprovechamiento Hidráulico. Perú: Revista Ingeniería Civil.
- Rodríguez, Pedro. (2008). Hidráulica de Canales. Perú:
- Villón, Máximo. (2005). Estructuras Hidráulicas. Segunda edición. Perú: Editorial Villón. utilizando la tecnología del sistema de información geográfica. Tesis de maestría., Fundación Universidad del Norte Sincelejo.

IX. ANEXOS

ANEXO N° 1: DOCUMENTOS

DOCUMENTO N° 1.1: Constancia de no existencia del proyecto, emitido por la Municipalidad Distrital de Llama.



Municipalidad Distrital de Llama
CREADA POR D.S. DEL 18 DE ABRIL DE 1835
Prov. Chota - Región Cajamarca

EL QUE SUSCRIBE, ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE LLAMA – CHOTA – CAJAMARCA, EMITE LA SIGUIENTE:

CONSTANCIA

Que, el estudio para el Perfil Técnico, denominado: “DISEÑO DE LA BOCATOMA Y MEJORAMIENTO DEL CANAL DEL CASERÍO EL POTRERILLO, DISTRITO DE LLAMA, PROVINCIA DE CHOTA - CAJAMARCA”; actualmente no se encuentra registrado en el Banco de Proyectos de esta municipalidad.

Se expide la presente constancia a solicitud del interesado para los fines que crea conveniente, para mayor constancia se firma el presente documento en la ciudad de Llama, a los 30 días del mes de Noviembre de 2015.



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE LLAMA
ALCALDE
Ing. Simon Saldana Gonzales
ALCALDE
CIUDAD DE LLAMA

Capacidad
de
Gestión

Dirección: Calle Inca Garcilazo de la Vega N° 141 - Plaza de Armas de la Ciudad de Llama
Email: municipalidaddellama@gmail.com

DOCUMENTO N° 1.2: Autorización para realizar los estudios y acceso a información, emitido por la Municipalidad Distrital de Llama.



Municipalidad Distrital de Llama

CREADA POR D.S. DEL 18 DE ABRIL DE 1835
Prov. Chota - Región Cajamarca



*Capacidad
de
Gestión*

EL QUE SUSCRIBE, ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE LLAMA – CHOTA – CAJAMARCA, EMITE LA SIGUIENTE:

AUTORIZACIÓN

A la señorita: Chávez Idrogo Gloria, alumna egresada de la especialidad de Ingeniería Civil Ambiental de la “Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo de la Ciudad de Chiclayo”, para que pueda acceder a la información que se requiere y permite para la realización de estudios topográficos y de mecánica de suelos, para el Perfil Técnico, denominado: **“DISEÑO DE LA BOCATOMA Y MEJORAMIENTO DEL CANAL DEL CASERÍO EL POTRERILLO, DISTRITO DE LLAMA, PROVINCIA DE CHOTA - CAJAMARCA”**.

Se expide la presente constancia a solicitud del interesado para los fines que crea conveniente, para mayor constancia se firma el presente documento en la ciudad de Llama, a los 30 días del mes de Noviembre de 2015.



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE LLAMA
Simon Saldaña Gonzales
Ing. Simon Saldaña Gonzales
ALCALDE

Dirección: Calle Inca Garcilazo de la Vega N° 141 - Plaza de Armas de la Ciudad de Llama
Email: municipalidaddellama@gmail.com

DOCUMENTO N° 1.3: Autorización para realizar los estudios, emitido por los pobladores.

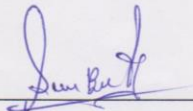
“AÑO DE LA UNIVERSIFICACIÓN PRODUCTIVA Y DEL FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN”

EL QUE SUSCRIBE, PRESIDENTE DE LA COMISIÓN DE REGANTES: SEGUNDO SANTIAGO BENAVIDES TORRES, DEL CASERÍO EL POTRERILLO, DISTRITO DE LLAMA, PROVINCIA DE CHOTA, REGIÓN CAJAMARCA, EMITE LO SIGUIENTE.

CONSTANCIA

Que, los propietarios de los terrenos por el cual se tiene que realizar el proyecto: *“Diseño de la bocatoma y mejoramiento del canal del caserío el Potrerillo, distrito Llama, provincia Chota, región Cajamarca – 2015”*; están de acuerdo y no presentan ninguna disconformidad o impedimento para la realización del mismo.

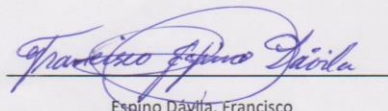
Se expide la presente constancia a solicitud del interesado para los fines que crea conveniente; para mayor constancia se firma el presente documento en el caserío el Potrerillo, a los 29 días del mes de Octubre del año 2015.



Benavides Torres, Segundo Santiago

PRESIDENTE DE LA COMISIÓN DE REGANTES

D.N.I. 16 70 5122



Espino Davila, Francisco

SECRETARIO

*Se anexan las firmas de los beneficiados.

MINISTERIO DEL INTERIOR
Dirección General del Gobierno Interior

Carlos Montoya
CARLOS J. MONTAÑA SALAS
TENIENTE GOBERNADOR
CAS. POTRERILLO



José Santos Hidalgo R
16513460

E. Sanabria
27396189

27396245

Eliseo Torres
16667644

Juan B
16668480

Arlete Jiménez
16777926

Roberto Dávila D
27395836

Falco
40292640

Manuel Montero B

DNI 17451742

Adela Américo Gajón S

16771928

Rosario

DNI 42345605

José Dávila

DNI: 16722348

Segundo Montoya D

17451745

Juan

48575076

Pardo

96896897

Esteban

41250798

Miguel Espino S

27397211

Yolanda

16511290

Carlos Montoya

DNI 40774368

Hermes Coronel

DNI: 27396741

Rosario

DNI: 16434185

Clara
16434184

Gerardo S.

DNI 27397225

Jose del Carmen Paula P.

DNI 27396160

Santos Benavide

DNI 16508163

Ortiz 16511011

Flor Coronel S.

DNI 16450903

DOCUMENTO N° 1.4: Declaración jurada.

DOCUMENTO NO REDACTADO
EN ESTA NOTARIA

DECLARACIÓN JURADA

Yo, **GLORIA CESARINA CHÁVEZ IDROGO**, identificado con DNI N° 71707283, con domicilio en Calle Sinaí, Manzana F, Lote 37, Urbanización Miraflores - Chiclayo, alumna egresada de la Universidad Católica "Santo Toribio de Mogrovejo" de la ciudad de Chiclayo, declaro bajo Juramento tener conocimiento que el proyecto "Diseño de una bocatoma y mejoramiento del canal del caserío Potrerillo, del Distrito de Llana, Provincia de Chota, Departamento Cajamarca." no ha sido ni viene siendo realizado por persona alguna o Institución de esta ciudad.

Para mayor constancia legalizo la presente Declaración ante el Notario que Suscribe.

Chiclayo, 09 de diciembre de 2015



Gloria Cesarina Chávez Idrogo

DNI: 71707283



CONSTANCIA: EL NOTARIO NO ASUME RESPONSABILIDAD
SOBRE EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO - ART. 108 DE
LA LEY DEL NOTARIADO (DECRETO LEGISLATIVO N° 1049)

CERTIFICO: QUE LA (S) PRESENTE (S) FIRMA (S) CORRESPONDEN (N,
A: GLORIA CESARINA CHAVEZ IDROGO

IDENTIFICADO (S) CON : DNI: 71707283

CHICLAYO, 09 DIC. 2015




Mg. Eusebio Díaz Díaz
Abogado - Notario de Chiclayo



ANEXO N° 2: PANEL FOTOGRÁFICO DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Fotografía 8.1: Río Maychil, Km 0+000 de la bocatoma existente.



Fuente: Propia

Fotografía 8.2: Río Maychil, estacionamiento del equipo en el primer tramo de la topografía.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.3: Inicio de toma de base de datos topográficos.



Fuente: Propia

Fotografía 8.4: Tesista tomando puntos de topografía.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.5: Equipo topográfico marca Leica TS-06 y prismas.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.6: Tomando puntos laterales del margen del río.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.7: Terrenos a beneficiar con el proyecto.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.8: Tomando puntos del canal existente.



Fuente: Propia

Fotografía 8.9: Toma de puntos del área a beneficiar con el proyecto.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.10: Toma de fotos en distintos puntos laterales del borde del canal.



Fuente: Propia.

ANEXO N° 3: FOTOGRAFÍAS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ANEXO N° 3.2. EXTRACCIÓN DE MUESTRAS

Fotografía 8.11: Inicio de excavación de calicata N° 1 y muestra de suelos a Km 0+500.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.12: Excavación de calicata N° 2 y muestra de suelos a Km 1+000.



Fuente: Propia

Fotografía 8.13: Excavación de calicata N° 3 y muestra de suelos a Km 1+500



Fuente: Propia

Fotografía 8.14: Excavación de calicata N° 4 y 5.



Fuente: Propia

Fotografía 8.15: Excavación de calicata N° 6 y muestra de suelos a Km 3+000



Fuente: Propia

ANEXO N° 3.3. FOTOGRAFÍAS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.
1. Análisis granulométrico:

Fotografía 8.16: Pesado de la muestra.



Fuente: Propia

Fotografía 8.17: Lavado de la muestra.



Fuente: Propia

Fotografía 8.19: Tamizado de la muestra y peso de la muestra retenido en cada malla



Fuente: Propia

Fotografía 8.20: Tamizado de muestra.



Fuente: Propia

2. Contenido de humedad:

Fotografía 8.21: Pesado de la muestra húmeda antes de ser colocada al horno.



Fuente: Propia

Fotografía 8.22: Muestras antes y después de ser colocadas al horno.



Fuente: Propia

Fotografía 8.23: Peso de la muestra húmeda.



Fuente: Propia

3. Contenido de sales:

Fotografía 18.24: Colocación de la muestra a frasco de vidrio con agua destilada (en relación 1/5 agua destilada – muestra).



Fuente: Propia.

Fotografía 8.25: Agua destilada hervida se pasa por papel filtro.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.26: Se toma 50 ml de agua destilada hervida para luego colocarla en un recipiente de vidrio y llevarla al horno previamente pesada.



Fuente: Propia.

4. Limite líquido:

Fotografía 8.27: Colocación de agua destilada a la muestra que ha pasado por la malla N° 40.



Fuente: Propia.

Fotografía 8.28: Excavación de calicata N° 6 y muestra de suelos a Km 3+000.



Fuente: Propia.

Fotografía 28.30: Muestra en la copa de Casagrande.



Fuente: Propia

5. Limite plástico:

Fotografía 8.32: Determinación del límite plástico.



Fuente: Propia

Fotografía 8.29: Peso de la muestra antes de ser metida al horno.



Fuente: Propia

6. Corte directo:

Fotografía 8.34:



Fuente: Propia

Fotografía 8.35: Toma de datos y peso de la muestra saturada.



Fuente: Propia

Fotografía 8.34: Peso de la muestra seca.



Fuente: Propia

ANEXO N° 4: EXPEDIENTE TÉCNICO