

CAPÍTULO I:

ASPECTOS GENERALES

1.1. NOMBRE DEL PROYECTO

Estudio: “Diseño Final de obra de toma y mejoramiento del sistema de riego Pucu Pampa”.

1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

1.2.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

El área del proyecto se encuentra en la comunidad de Pucu Pampa, perteneciente al cantón El Puente, provincia Méndez del departamento de Tarija, geográficamente se encuentra en las coordenadas 21°11'40" de Latitud Sud y 65°06'50" Longitud Oeste.

La comunidad de Pucu Pampa que pertenece al Municipio de El Puente y Subcentral San Francisco, está ubicada al norte del Tomayapo, colinda al norte con la Comunidad de Santa Rosa; al sur con Huancar; al noreste con Cóndor Huasi y al oeste con la Comunidad de Chinchilla.

Es una comunidad muy pequeña dado que hay algunas casas deshabitadas y otras por largas temporadas dejadas al cuidado de algunos comunarios.

La componen dos sectores: Arco Punco y Pucu Pampa.

Las distancias a los centros poblados próximos son:

La comunidad cuenta con el siguiente acceso desde la ciudad de Tarija:

CUADRO N° 1.1: ACCESOS A LA CIUDAD DE TARIJA

DE COMUNIDAD	A: PUCU PAMPA (km.)	TIEMPO RECORRIDO Hrs.
Cruce Iscayachi	75	2.5
El Puente	15	0.5
Tarija	105	3.5

1.2.2. UBICACIÓN POLÍTICA ADMINISTRATIVA

1. Departamento: Tarija
2. Provincia: Méndez
3. Municipio: Segunda Sección Municipio El Puente
4. Distrito:4- Tomayapo
5. Comunidad Beneficiada: Pucu Pampa

GRÁFICO N° 1.1 UBICACIÓN EN LA ZONA DE PROYECTO

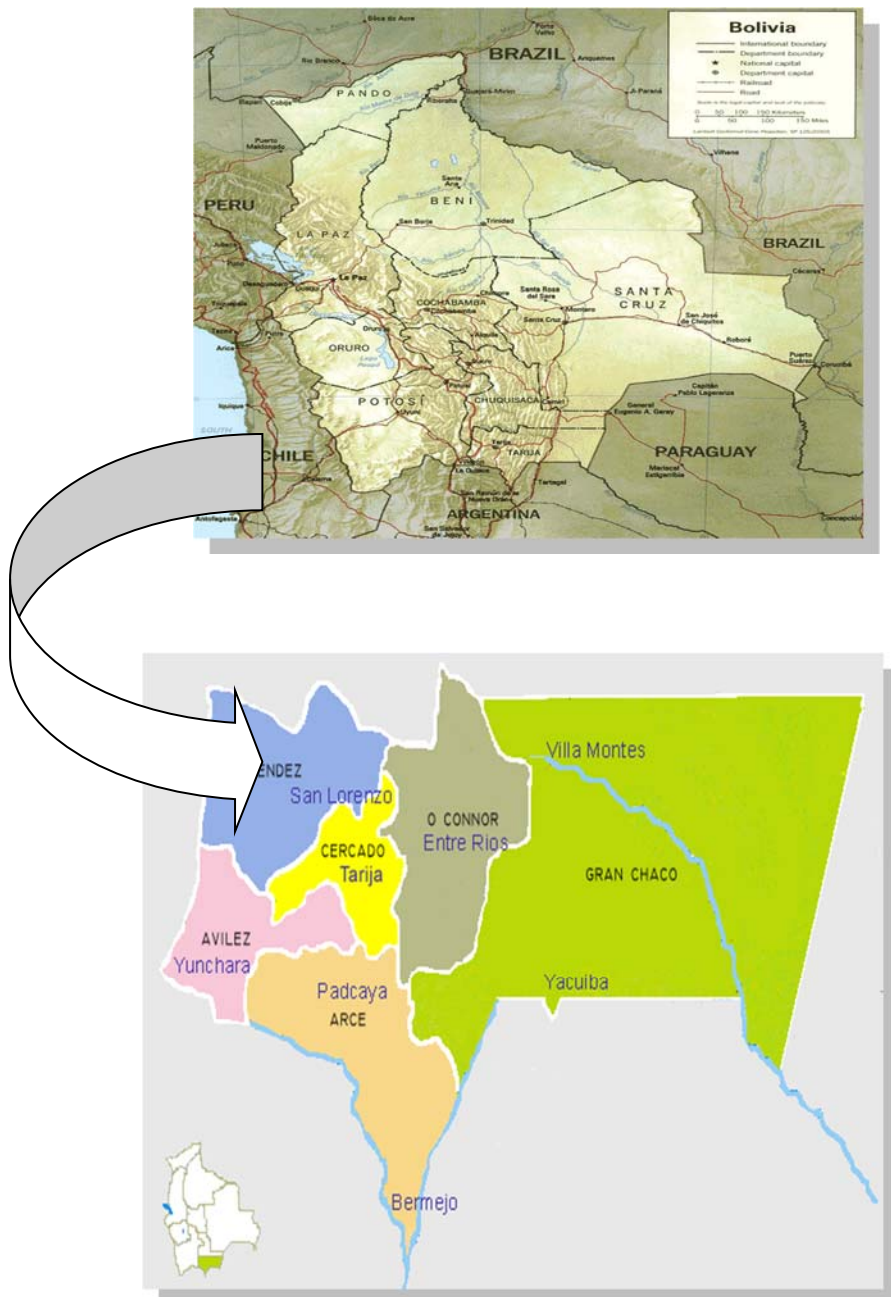


GRÁFICO N° 1.2 CROQUIS DE UBICACIÓN EN LA ZONA DE PROYECTO

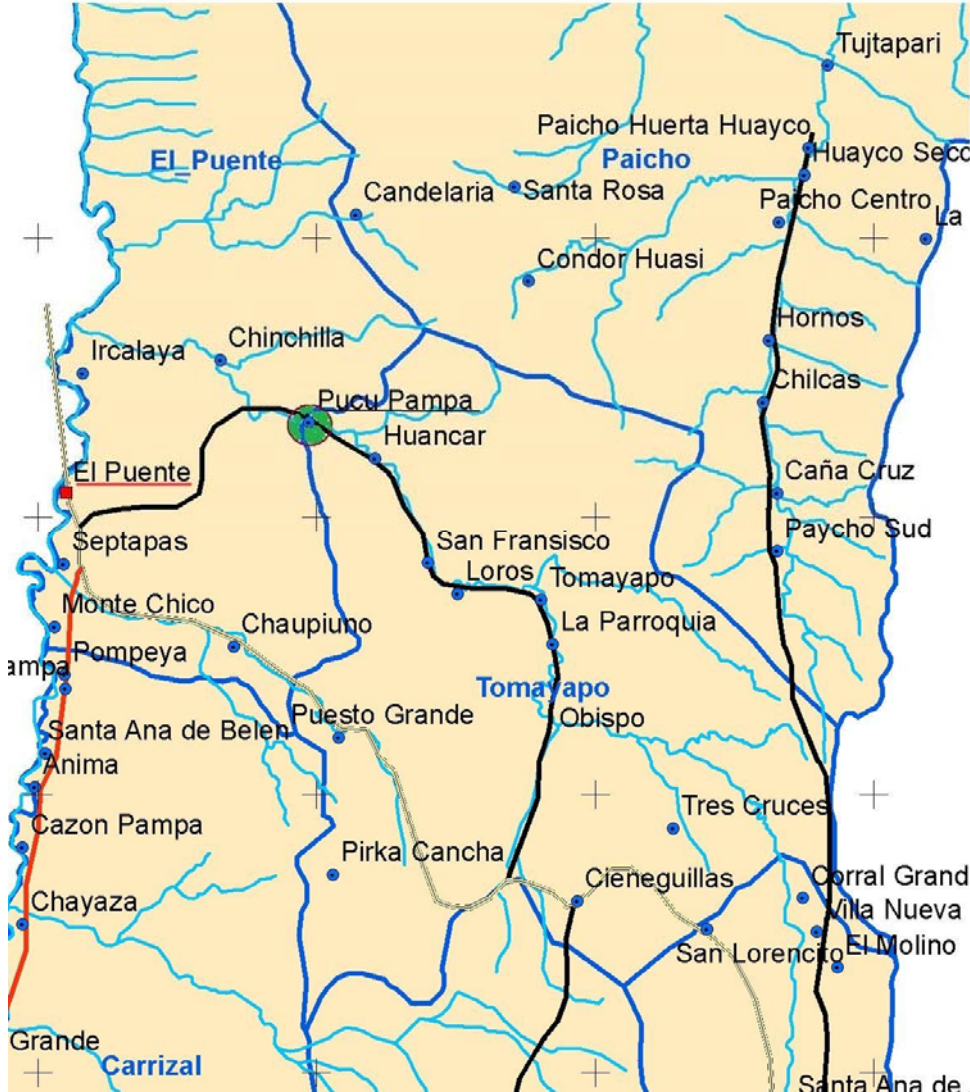
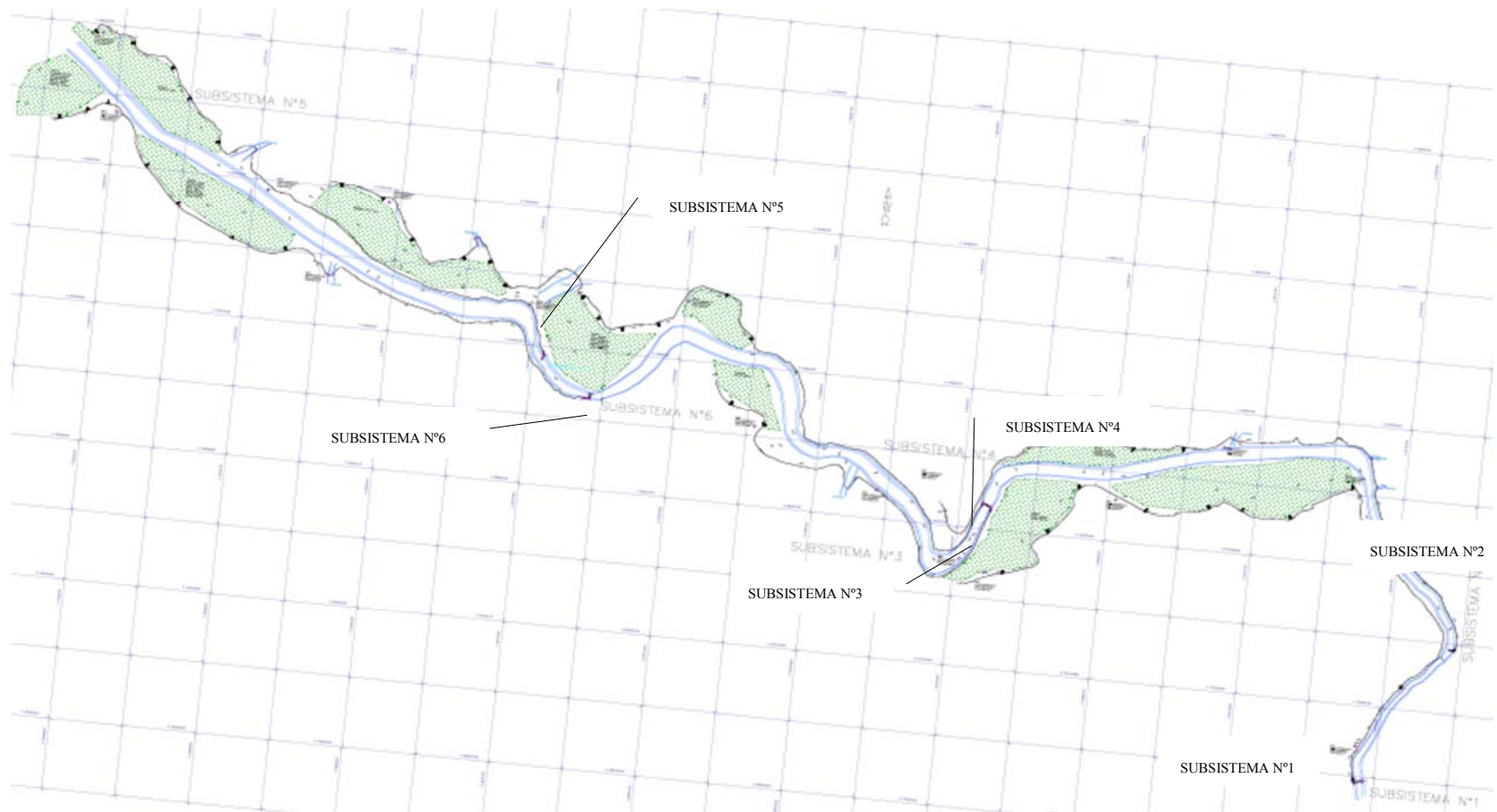


GRÁFICO N° 1.3 UBICACIÓN DE LOS SUBSISTEMAS DE RIEGO



1.3. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El incremento del agua para riego en nuestro país es de vital importancia para la agricultura como pilar del progreso, que nos encamina a superar el problema referente a la nutrición, el desempleo y otros factores que obligan a la gente de las comunidades emigrar hacia las ciudades, lo que con el correr del tiempo ha provocado conflictos de tipo social.

Incrementar las tierras cultivables en las comunidades, partiendo de las más necesitadas deberá ser tarea primordial de todos los que tienen que ver con el desarrollo de la economía productiva, este factor tendrá que estar necesariamente ligado a un plan de coordinación con el resto de las actividades, para poder esperar resultados eficientes.

El presente perfil está enfocado a incrementar el área cultivable, para ello se plantea mejorar la eficiencia de todos los componentes del micro sistema como punto de partida, tanto en captación, almacenamiento, conducción y aplicación del riego.

La producción agrícola es la principal actividad sobre la que se sustenta la economía de la comunidad de Pucu Pampa. De acuerdo a las características de los suelos y clima de la zona, existen condiciones favorables para desarrollar la producción de cultivos como: papa, haba, arveja, ajo y otros cultivos. No todos estos productos son cultivados, como por ejemplo el ajo, ya que los rendimientos no son los esperados para la zona, por la falta de una infraestructura de riego adecuada que permita hacer más eficiente el sistema de riego actual; este hecho ha conducido a un debilitamiento gradual de la base productiva y económica de la zona.

Además, por lo rústico del sistema de microriego actual, el aprovechamiento del recurso agua es deficiente, por las permanentes y grandes pérdidas de agua, que ocurre en los canales de conducción de tierra debido a la infiltración. Tal situación, afecta directamente a la producción agrícola y consecuentemente a los ingresos familiares de los productores.

En este ámbito, el proyecto pretende orientar acciones para poder solucionar los siguientes problemas:

- Poca disponibilidad de agua para riego, debido a que las tomas actuales y los canales destinados a riego de las parcelas agrícolas son precarios, ocasionando la disminución del caudal como consecuencia de la sedimentación, obstrucción e infiltración de los canales de conducción.
- Falta de agua para el riego complementario de la producción tradicional, que permita garantizar cosechas de los cultivos mediante la dotación de un sistema de riego que proporcione agua en forma permanente, para incrementar la producción y la productividad agrícola.

1.4. OBJETIVOS Y METAS DEL PROYECTO

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

El presente proyecto tiene como objetivo fundamental elevar el nivel de vida de los comunarios de Pucu Pampa, mediante el incremento de la productividad agrícola, a través de la dotación de agua suficiente y permanente de sus terrenos cultivables y así mismo la incorporación de nuevas áreas de cultivo, garantizando el incremento de sus ingresos económicos y de esta manera mejorar la calidad de los productores

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Dotación suficiente de agua a los terrenos actuales e incorporación de nuevas áreas de cultivo agrícola.
- Incrementar los niveles de productividad (rendimiento) del factor tierra de la zona.
- Realizar el estudio Hidrológico, balance hídrico, para posteriormente proceder con el diseño hidráulico de la conducción, de las obras hidráulicas, que se han identificado en los subsistemas diseñados.

1.4.3. METAS DEL PROYECTO

- Cumplir el objetivo mediante la implementación de un sistema de riego por gravedad, que garantice pasar de una actividad agrícola con riego insuficiente a una agricultura con riego seguro y permanente.
- Elevar los niveles de ingreso de los comunarios.

- Crear fuentes de trabajo directo e indirecto con una optimización y planificación agrícola y explotación racional del suelo.
- Diseño de cinco obras de toma, seis microsistemas de canales y otras obras complementarias, para la mejora del sistema de riego.
- Constituir una asociación de regantes.

1.5. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

1.5.1. CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

Para la caracterización climatológica de la zona de proyecto se recurrió la estación Climatológica de Tomayapo de la cual se recogió el siguiente resumen:

CUADRO N° 1.2: RESUMEN CLIMATOLÓGICO
(Período considerado 1981 – 2005)

Estación: TOMAYAPO PUEBLO
Provincia: MENDEZ
Departamento: TARIJA

Latitud S.: 21° 16' 06"
Longitud W.: 65° 02' 42"
Altura: 2.734 m.s.n.m.

Indice	Unidad	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Temp. Max. Media	°C	26,6	25,8	28,4	28,5	27,9	27,1	25,5	26,9	27,5	29,5	29,5	28,7	27,6
Temp. Min. Media	°C	11,5	11,2	10,7	8,4	1,0	-0,7	-0,8	3,3	4,4	8,5	9,7	11,5	6,6
Temp. Media	°C	19,1	18,5	19,5	18,4	14,5	13,2	12,3	15,1	16,0	19,0	19,6	20,1	17,1
Temp.Max.Extr.	°C	33,0	29,0	34,0	34,0	31,5	31,0	30,0	32,0	33,0	35,0	36,0	35,5	36,0
Temp.Min.Extr.	°C	7,0	8,0	6,0	0,0	-3,0	-3,0	-5,5	-3,0	-2,0	3,0	4,0	7,0	-5,5
Días con Helada		18	17	18	15	11	10	9	12	13	16	17	19	174
Nubosidad Media	Octas	3	4	2	1	1	1	1	2	2	3	2	3	2
Precipitación	mm	58,8	45,0	35,9	6,6	0,7	0,2	0,0	3,8	4,5	16,1	22,1	38,3	231,9
Pp. Max. Diaria	mm	46,0	39,0	26,0	20,9	5,5	4,9	0,0	47,0	20,0	47,0	32,5	31,1	47,0
Días con Lluvia		7	6	4	1	0	0	0	0	1	2	3	5	29

Para realizar el cálculo de lluvias máximas y mínimas se utilizara también la estación del Molino ubicado en la parte alta de la cuenca zona de (Iscaachi).

CUADRO N° 1.3: RESUMEN PLUVIOMÉTRICO (mm)

(Período considerado 1981 – 2002)

Estación: EL MOLINO - TOMAYAPO
 Provincia: MENDEZ
 Departamento: TARIJA

Lat. S.: 21° 22'
 Long. W.: 64° 57'
 Altura: 3.200 m.s.n.m.

VALOR	PRECIPITACION (mm)			PREC.MAX. en 24 Hrs.(mm)		DIAS CON LLUVIA		
	MAXIMA	MEDIA	MINIMA	MAXIMA	MEDIA	MAXIMA	MEDIA	MINIMA
ENERO	249,5	131,1	16,8	59,3	27,3	26	15	6
FEBRERO	291,3	97,8	4,6	42,6	21,5	25	12	4
MARZO	289,3	80,1	13,6	35,8	18,7	26	10	3
ABRIL	69,9	16,5	0,0	40,5	8,4	9	3	0
MAYO	9,9	1,4	0,0	6,4	1,0	3	1	0
JUNIO	8,2	0,5	0,0	8,2	0,5	1	0	0
JULIO	7,5	0,7	0,0	4,6	0,4	5	0	0
AGOSTO	29,8	3,4	0,0	15,2	2,1	5	1	0
SEPTIEMBRE	13,5	3,7	0,0	10,4	2,4	5	1	0
OCTUBRE	79,9	19,1	1,5	36,5	10,0	11	4	1
NOVIEMBRE	183,5	43,8	0,0	40,9	14,0	18	8	0
DICIEMBRE	218,8	73,3	8,4	38,7	18,8	24	10	1
TOTAL	1451,1	471,4	44,9	59,3		158	64	15
MAXIMA								
MEDIA					10,4			

El área de la comunidad de Pucu Pampa, puede ser tipificada como parte del río Tomayapo con una precipitación pluvial media de 231 mm anual y una temperatura media anual de 17.1°C, con máxima media de 27.6°C en los meses calurosos (Octubre a Marzo) y mínima media de 6.6°C en los meses de invierno (Abril - Septiembre), que corresponde también a la época seca, la máxima extrema se presentó en el mes de octubre de 1975 con 36°C y la mínima extrema en Julio de 1981 con -5.5°C.

En el Capítulo III se detalla los siguientes cálculos hidrológicos necesarios para el diseño del presente proyecto:

- Precipitación máxima diaria.
- Precipitación máxima en 24 hras.
- Intensidades máximas.
- Curvas y ecuaciones IDF
- Lluvias mínimas
- Evapotranspiración
- Caudales máximos.
- Caudales mínimos
- Caudales medios mensuales.

Balance hídrico con los análisis realizados se diseñaron las obras de toma, canales y demás obras complementarias.

1.5.2. ASPECTOS EDAFOLÓGICOS

La comunidad beneficiada se encuentran a lo largo de la cuenca del Río Tomayapo presenta paisajes geomorfológicos contrastantes: el primero conformado por las lomas próximas al cerro Colorado, con un relieve ondulante, formado por sedimentos aluviales y fluvio lacustres del cuaternario, geológicamente corresponde al paleozoico inferior, el segundo comprende las terrazas sobre el Río Tomayapo.

El Área del proyecto ubicada en la comunidad de Pucu Pampa geológicamente corresponde al ordovisico (limonitas y lutitas), tiene reducida superficie aprovechable para la agricultura.

SUELOS

El paisaje geomorfológicamente presenta un cañón angosto con lomas onduladas y pequeños valles donde predominan los suelos de formación:

1. Coluvio fluviales
2. Terrazas aluviales recientes

Los suelos coluvio fluviales ocupan la parte alta de las tierras en el área de riego y presentan una topografía con relieve ligeramente ondulado, con pendiente moderada (5% a 12%).

El material de origen está constituido por la mezcla de sedimentos finos y gruesos depositados por descarga coluvio - fluvial de las laderas. Son suelos superficiales a moderadamente profundos con presencia de fragmentos de piedra y grava desde los 10 cm. de profundidad. La textura es franco arcillo arenosa con piedra y grava en el suelo. La retención de humedad tiende a ser regular en el suelo y subsuelo.

La reacción (pH = 7.15) es ligeramente básica y el contenido de materia orgánica (4.8 %) alto.

Los suelos de las terrazas aluviales recientes están distribuidos en la parte baja del área de riego y presentan una topografía con relieve plano y pendiente de 0 a 3%. El material de origen, constituyen los materiales finos dispuestos en los estratos que descansan sobre el material grueso (piedra y grava).

La profundidad de los suelos varia de superficiales a moderadamente profundos, la textura varia de franca a franca arcillo arenosa, tienen buen drenaje. La retención de humedad tiende de regular a buena.

La reacción (pH= 7.15) es ligeramente básica y el contenido de materia orgánica (6.8 %) es alto.

Las tierras de cultivo se agrupan en suelos de clase II y III en la unidad de terrazas aluviales recientes, existiendo suelos de clase IV y V en la unidad coluvio fluvial.

1.5.3. ASPECTOS ECOLÓGICOS

En la clasificación ecológica de Bolivia (según Holdridge), el área del proyecto corresponde a Monte Espinoso Templado. La vegetación corresponde a las formaciones de monte espinoso y estepa, de tipo xerofítico, con árboles de mediana altura y arbustos, entre ellos los más importantes:

CUADRO N° 1.4: VEGETACIÓN PREDOMINANTE EN LA ZONA

NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO
Palqui	Acacia fadenana
Algarrobo	Prosopisjuliflora
Churqui	Prosopisferox
Molle	Schinus molle
Kehuaillu	Berberis boliviano

La cuenca además presenta formaciones ecológicas predominantemente de estepa altiplánica y bosque húmedo montano templado, con pequeñas áreas de puna cultivable y áreas de puna alto andina de ganadería extensiva.

El régimen hídrico del suelo presenta déficit durante 7 meses, de Abril a Octubre inclusive, este comportamiento le da al suelo condición UDICA (húmedo) en los meses de Noviembre a Marzo; USTICA (casi seco) y ARIDICA de Abril a Octubre por lo que el crecimiento de la vegetación nativa y la actividad agrícola a secano, está regulada más por el comportamiento hídrico del suelo.

Tomando en consideración este aspecto la aptitud agroecológica es de regular a restringida en primavera y verano y moderadamente apta en otoño e invierno para los cultivos agrícolas a secano. Suplementando el riego, la aptitud tiende a ser buena en toda época permitiendo la diversificación de la producción agrícola.

El manejo actual de los suelos bajo riego y secano se efectúan con tecnología tradicional, tanto en la preparación del suelo como en otras prácticas de laboreo se continua utilizando el arado de madera y metálico a tracción animal sin descartar el azadón.

Las implicaciones en la conservación de los suelos y aguas, están relacionadas con la intensidad de uso y la tecnología, normalmente los suelos bajo riego reciben mayor atención en la preparación, abonaduras y riego, y en los suelos destinados a la producción en secano, las prácticas conservacionistas del suelo y el agua son mínimas.

1.5.4. CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS

La cuenca del río Tomayapo nace en las laderas Nor-oeste del cerro Negro del Chiquirío con el nombre de río Sola, hasta la confluencia con el río Chorcoya (14 Km). Luego corre con dirección norte a lo largo del valle de Iscayachi, con pendiente suave (0.75%) en un trayecto de 22 Km hasta el sitio del Molino, donde las características del río cambian bruscamente, la pendiente aumenta y el cauce se encajona en un cañón estrecho y rocoso hasta la confluencia con la quebrada Agua y Toro (18,5 Km y pendiente media de 3%) desde donde el valle se abre un poco, dando lugar a pequeños aprovechamientos agrícolas en los terrenos localizados principalmente en los meandros. Este tramo tiene una pendiente media de 1% y una longitud de 40 Km hasta la confluencia con el río San Juan del Oro; toda esta red fluvial pertenece a la cuenca del Río Pilcomayo.

La cuenca del río Tomayapo se ubica al oeste del Departamento de Tarija íntegramente dentro del territorio de la 2da Sección de la Provincia Méndez; entre los meridianos 64° 55' y 65° 12' y los paralelos 21° 9' y 21° 39'. Limita al Norte con la cuenca del río Paicho, al Sur con la cuenca cerrada de las lagunas de Taxara, al este

con la cuenca del Río Guadalquivir y al oeste con cuencas menores de afluentes de río San Juan del Oro

La forma alargada y estrecha de la cuenca, hace que el río Tomayapo no tenga afluentes de importancia y su red de drenaje este compuesta por el curso principal que corre (95 Km) por la parte central de la cuenca y tenga como afluentes un centenar de quebradas con una longitud promedio de 5 Km.

Dentro de estos, los más importantes en la margen derecha son:

Las quebradas de Papachacra, Sama, Jatun Khuchu, Buen día, Huanacuno, Lluscaya, Rupakhaya, Baltazar, Huancar y Chinchilla. Y por el margen izquierda las quebradas de Chorcoya, San Roque, San Antonio, Chacabuco, Valle Hermoso, Agua y Toro, Loros y la Apacheta.

El área total de la cuenca del río Tomayapo hasta el lugar de confluencia con el río San Juan del Oro es de 634 Km², con cuatro sectores de características particulares:

- Las nacientes del extremo sur que comprenden hasta la confluencia de los ríos Sola y Chorcoya (127 Km) terreno montañoso con alturas entre 4.000 y 4.600 m.s.n.m.
- El valle de Iscayachi (167 Km²) amplio valle en U, con alturas de 3.400 a 3.500 m.s.n.m. en el fondo del valle y 3.700 a 4.300 los picos más altos de las serranías, comprendido entre pueblo Nuevo y el Molino.
- Sector de transición ubicado entre el Molino y Obispo (70 Km²) constituido por terreno ondulado en la parte alta y aguas abajo terreno escarpado de fuerte pendiente, el río corre por un estrecho cañón, no existiendo cultivos en sus márgenes.
- Valle de Tomayapo (270 Km²). El río corre por la parte central de la cuenca atravesando una serie de serranías formando un valle angosto y sinuoso, donde se tiene pequeñas áreas de cultivo dispuestas en forma discontinua; con alturas entre los 2.400 y 2.800 m.s.n.m. comprendido entre Obispo y su confluencia con el río San Juan del Oro.

El área de la cuenca hasta el lugar del emplazamiento de las obras de toma para el Sistema de riego en estudio es de 513.5 Km².

Los suelos por lo general son poco desarrollados, superficiales con fuertes afloramiento rocosos.

La vegetación natural corresponde a una formación de monte espinoso y estepa alto andina compuesta por pastos, arbustos y pequeños árboles xerofíticos. En las partes altas el suelo es utilizado solo para pastoreo y vida silvestre.

El régimen de todos los ríos es pluvial, y por tanto característicos de la distribución estacional de las precipitaciones, con caudales altos en época lluviosa (Diciembre - Abril) y un agotamiento muy uniforme, cuyos mínimos se presentan en los meses de Septiembre – Noviembre.

CAPÍTULO II: CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS DE LA POBLACIÓN BENEFICIARIA

2.1. POBLACIÓN

2.1.1 INDICADORES DEMOGRÁFICOS

En la Provincia de El Puente la población actual es de 11.968 habitantes de los cuales el 49% son hombres y el 51% mujeres. La mayor cantidad de la población está concentrada en distrito 6 (Iscayachi) 6.464 habitantes (54%). La población económicamente activa es del 52%, entre hombres y mujeres.

En relación al número de familias en la sección municipal, es de aproximadamente 2.590 familias distribuidas en los diferentes distritos del municipio. (Ver cuadro 2.1).

En relación a la tasa de crecimiento poblacional se tiene la siguientes información: la tasa de crecimiento inter-censal (1992 – 2001) en la provincia Méndez fue de 0,76% y la tasa de crecimiento poblacional para la sección municipal en el mismo período fue de (-0,63%) anual.

CUADRO N° 2.1: POBLACIÓN DEL MUNICIPIO

N°	Distritos	Niños		Adolescentes		Adultos				Totales		Total	N° Flias.	(%)
		0 - 13 años		14 - 17 años		Alfabetos		Analfabetos		H	M			
		H	M	H	M	H	M	H	M					
1	El Puente	168	195	62	56	290	255	22	83	542	589	1.131	287	9
2	San Juan del Oro	135	133	82	64	273	227	42	91	532	515	1.047	241	9
3	Paicho	292	288	89	98	344	258	136	278	861	922	1.783	454	15
4	Tomayapo	141	110	32	34	199	152	32	104	404	400	804	197	7
5	Curqui	149	124	35	41	158	123	26	83	368	371	739	153	6
6	Iscayachi	1.308	1.331	370	404	1.217	981	223	630	3.118	3.346	6.464	1.258	54
Total		2.193	2.181	670	697	2.481	1.996	481	1.269	5.825	6.143	11.968	2.590	100

Fuente: PDM; (2007 - 2011)

Elaboración: Propia

De acuerdo a la información recogida en el área de influencia del proyecto, a través del Plan de Desarrollo Municipal (PDM 2007 -2011) y complementada con información recolectada en campo, en la comunidad de Pucu Pampa y su área de influencia existen 18 familias, establecidas de manera semi-dispersa, en total se estima un total de 90 habitantes considerando el tamaño promedio de hogares de la comunidad y este promedio no es muy diferente al de sección municipal.

La tasa de crecimiento promedio anual de la población (1992 -2001) calculado por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) es de (-0,63%).

En el cuadro siguiente, se muestra la estructura poblacional del área de influencia del proyecto.

2.1.2 POBLACIÓN

CUADRO N° 2.2: POBLACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA

Comunidad	Niños		Adolescentes		Adultos				Totales		Total	
	0 - 13 años		14-17 años		Alfabetos		Analfabetos		H	M	General	Flías
	H	M	H	M	H	M	H	M				
Cieneguillas	23	19	5	3	21	17	0	7	49	46	95	14
Obispo	6	8	4	5	10	2	2	13	22	28	50	14
La Parroquia	41	20	2	7	38	32	1	17	82	76	158	32
Loros	5	4	2	1	17	14	6	3	29	23	52	18
San Francisco	17	13	6	2	31	34	11	19	65	68	133	41
Pucu Pampa	3	4	1	3	10	7	1	6	15	20	35	10
Huancar	21	13	7	7	45	23	6	23	79	66	145	40
Puesto Grande	10	10	0	3	10	7	0	7	20	27	47	9
Pirca Cancha	15	19	5	3	17	16	5	9	42	47	89	19
Total	141	110	32	34	199	152	32	104	403	401	804	197

Fuente: PDM 2007 - 2010

2.1.3 TASAS DE CRECIMIENTO DEMOGRÁFICO

La tasa de crecimiento promedio anual de la población (1992 -2001) calculado por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) es de (-0,63%).

2.1.4 ORGANIZACIÓN COMUNAL

Entre las organizaciones de las comunidades tenemos a los siguientes:

- Corregidor de Pucu Pampa.
- Organización Territorial de Base (OTB).
- Comité de Riego.
- Comité de Agua Potable.

Estas organizaciones están bien estructuradas y tienen compuesto todos sus directorio y cuentan con algunos estatutos que rige dentro de ellas. Es así, estas organizaciones tienen pleno conocimiento de la Elaboración del Estudio Construcción de Canales de Riego y a la fase a que postula.

Finalmente cabe indicar, que en la comunidad no existe ningún sistema de recolección y disposición de residuos sólidos. La forma de recolección de éstos residuos de las viviendas en todo el área del Proyecto se realiza de forma manual, los residuos de origen vegetal son depositados en los terrenos y otro tipo de residuos como ser: vidrios, metal, etc. son trasladados a lugares alejados de las viviendas y depositados a la intemperie (superficie libre), con el consiguiente peligro por contaminación.

2.1.5 MOVIMIENTOS MIGRATORÍOS

La migración de los habitantes de la Comunidad, se constituye en un fenómeno bastante significativo que repercute en el contexto económico, social y cultural, estos movimientos se dan con más frecuencia en la época de invierno, cuando la mano de obra en el agro disminuye, esta migración es de carácter temporal. Se percibe más en la población joven masculina menor a 30 años, los destinos que más frecuentan son: Tarija, Bermejo, Santa Cruz y la República Argentina

Estos movimientos poblacionales se repiten anualmente, generalmente salen por motivos de trabajo para el ingreso económico de sus familias.

2.2. SITUACIÓN AGROPECUARIA

2.2.1 USO Y TENENCIA DE TIERRA

En las comunidades beneficiarias se presentan diferentes situaciones de tenencia de tierra. Por ejemplo en algunas comunidades existen más familias que propiedades, esto significa que algunas familias pese a ser dueños todavía no se repartieron las tierras y trabajan juntos. Otra situación se presenta cuando las propiedades son mayores a las familias, significando que algunas familias poseen más de una propiedad, como también en algunas comunidades existen familias que no poseen tierras y trabajan a la partida o en calidad de arrenderos.

La mayoría de las familias obtuvieron sus propiedades por medio del Decreto Supremo de la Ley de Reforma Agraria promulgada en 1952, las familias se constituyeron posteriormente en los legítimos propietarios de las tierras que cultivaban. Pero por razones diversas muchas familias no lograron tramitar sus

títulos de propiedad. Constituyéndose esto en una limitante cuando el comunario tiene que enfrentar algunos problemas legales

2.3. INFRAESTRUCTURA SOCIAL Y DE SERVICIO:

2.3.1 LENGUAJE

El idioma que se habla en las comunidad de Pucu Pampa es el castellano al igual que en el resto de la Provincia Mendez

2.3.2 SERVICIOS EXISTENTES

AGUA POTABLE, ELÉCTRICOS Y OTROS

La comunidad de Pucu Pampa, cuentan en la actualidad con el servicio de agua potable, para consumo humano. Las familias que no cuentan con este servicio, consumen agua de las vertientes existentes en la comunidad, el mismo no es apto para el consumo humano.

Por otra, la comunidad no cuenta con sistema de alcantarillado. Los habitantes de Pucu Pampa, cuentan con servicio de letrinas, que alcanza una cobertura del 80%.

Respecto al servicio de energía eléctrica, la comunidad beneficiaria, dispone de energía eléctrica de 16:00 p.m. a 24:00 p.m. horas, la planta de generación se encuentra en la localidad de El Puente. La cobertura alcanzada con este servicio en esta comunidad es de un 85% aproximadamente, lo que permite que los comunarios desarrollen actividades nocturnas como es el caso de reuniones, trabajos como: la selección de semillas para la siembra, la fabricación de pelones y selección y empaque de los productos cosechados, para que posteriormente este producto sea comercializado.

2.3.3 EDUCACIÓN

La comunidad no cuentan con una Unidad Educativa. Sin embargo la población en edad escolar asiste a la Unidad Educativa de la Comunidad de Huancar donde prestan servicios educativos hasta el 8bo grado del nivel primario.

En el cuadro siguiente, se observa las características generales de esta Unidad Educativa.

CUADRO N° 2.3: POBLACIÓN ESTUDIANTIL DEL ÁREA DE INFLUENCIA

N°	COMUNIDAD	UNIDAD EDUCATIVA	TIPO DE LA UNIDAD	N° DE GRADOS	N° PROF.	NUMERO DE ALUMNOS MATRICULADOS			N°DE ANALFABETOS		SERVICIOS		
						H	M	TOTAL	H	M	AGUA	LUZ	LETRINAS
1	El Puente	1° DE Julio	Central	9	10	110	109	219	11	41	Red Pública	Red publica	Alcantarillado
2	El Puente	Col. San Miguel	Central	4	7	61	59	120	11	41	Red Pública	Red publica	Alcantarillado
3	Chinchilla	Chinchilla	Seccional A	8	2	17	16	33	3	20	No tiene	Red publica	Pozo ciego
4	Ircalaya	Ircalaya	Seccional B	6	1	6	4	10	11	7	Red Pública	Red publica	Pozo ciego
5	Pompeya	Pompeya	Seccional A	9	5	42	39	81	4	12	Red Pública	Red publica	Pozo ciego
6	Huancar	Huancar	Seccional A	8	2	17	11	28	6	23	Red Pública	Red publica	Pozo ciego
7	San Francisco	Monte Grande	Seccional B	5	1	7	9	16	6	19	Red Pública	Red publica	Pozo ciego
8	Chaupiuno	Chaupiuno	Seccional B	5	1	7	1	8	0	7	No tiene	No tiene	Pozo ciego
9	Pirka Cancha	Eduardo Avaroa	Seccional B	5	1	9	8	17	5	9	No tiene	No tiene	Pozo ciego
10	Puesto Grande	Puesto Grande	Seccional B	5	1	9	7	16	0	7	No tiene	No tiene	Pozo ciego
Total					31	285	263	548	57	186			

Fuente: PDM 2007 - 2010

2.3.4 SALUD

En la comunidad de Pucu Pampa no se cuenta con ningún tipo de establecimiento de salud para atender a las personas enfermas.

En caso de enfermedades delicadas las personas se trasladan a la Localidad de El Puente, donde se tiene un Hospital. Para la atención de enfermedades muy graves se trasladan a la ciudad de Tarija.

En relación con la Morbi – Mortalidad, la zona se encuentra con una incidencia de enfermedades motivadas por las condiciones en que viven los comunarios (ambientales, de alimentación, geográficas, falta de infraestructura y servicios de salud).

2.3.5 VIVIENDA

En el área de influencia las viviendas de los comunarios, no tiene mejoramiento por lo tanto, la mayoría de las viviendas son de precarias condiciones de habitabilidad.

2.3.6 PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS

La principal actividad económica de las familias beneficiarias, de donde se genera el ingreso económico es la producción de durazno el cual tiene un buen mercado departamental y nacional; en menor grado se produce: tomate, papa, maíz, cebolla, y hortalizas menores orientadas principalmente al autoconsumo familiar. La cría de caprinos y ovinos, también es realizada por la mayoría de las familias, destinada principalmente al consumo familiar y en un porcentaje muy bajo, de alrededor 10%, a la venta.

CAPÍTULO III:

HIDROLOGÍA DEL PROYECTO

3.1. INTRODUCCIÓN

El Incremento del agua para riego en nuestro país es de vital importancia para la agricultura como pilar del progreso, que nos encamina a superar el problema referente a la nutrición, el desempleo y otros factores que obligan a la gente de las comunidades emigrar hacia las ciudades, lo que con el correr del tiempo ha provocado conflictos de tipo social.

Incrementar las tierras cultivables en las comunidades, partiendo de las más necesitadas deberá ser tarea primordial de todos los que tienen que ver con el desarrollo de la economía productiva, este factor tendrá que estar necesariamente ligado a un plan de coordinación con el resto de las actividades, para poder esperar resultados eficientes.

El presente perfil está enfocado a incrementar el área cultivable, para ello se plantea mejorar la eficiencia de todos los componentes del micro sistema como punto de partida, tanto en captación, conducción y aplicación del riego.

La fuente de agua disponible es el río Tomayapo con caudal durante todo el año, para su estudio se cuenta con aforos en la parte media de la cuenca; específicamente la estación el Molino; para lograr estimar los caudales aguas abajo en la ubicación de la obras de toma y aéreas a regar se emplearan modelos que estimen el escurrimiento a partir de relaciones Precipitación – Escorrentía.

Por tanto, se requiere un estudio hidrológico a nivel de diseño final con los siguientes objetivos:

- Determinar los volúmenes de agua disponibles con fines de riego (caudales mínimos).
- Estimar caudales de crecida con diferente probabilidad de ocurrencia para el diseño del aliviadero de crecidas.

3.2. INFORMACIÓN DISPONIBLE

La información utilizada para realizar el estudio hidrológico, se puede resumir como:

Imágenes satelital del Google Earth y Cartografía del Instituto Geográfico Militar (IGM): Los mapas utilizados fueron:

CUADRO N° 3.1: MAPAS

ESCALA	SERIE	NOMBRE
1:50.000	6530 II	Las Carreras

HIDROMETEOROLOGÍA:

Se emplearan los datos de las estaciones del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) más cercanas al lugar de proyecto, de esta manera se tendrá una mayor representatividad de las lluvias en esta zona; las estaciones disponibles son:

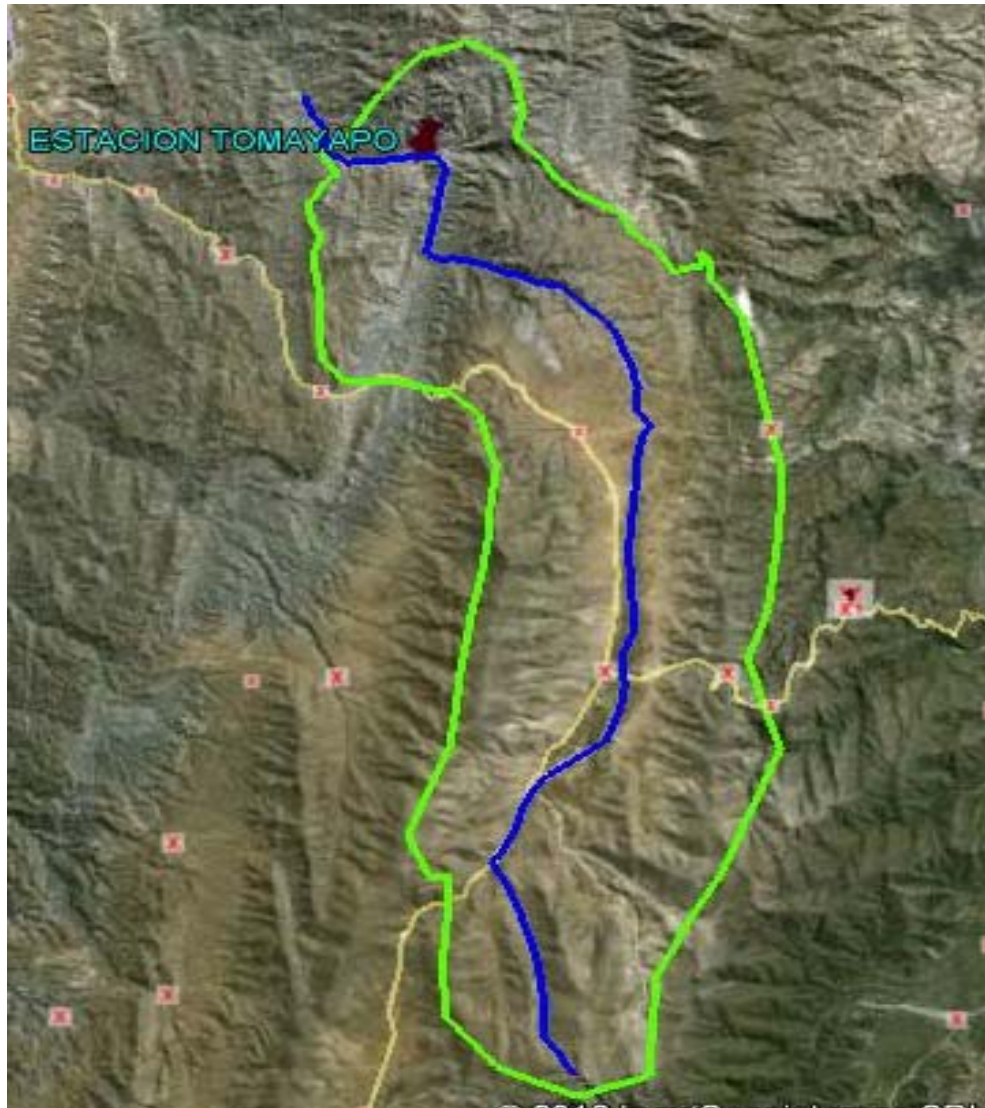
CUADRO N° 3.2: ESTACIONES METEOROLÓGICAS

N°	ESTACIÓN	TIPO	PROVINCIA	Lat. S.	Lon. W.	ALTURA (m.s.n.m.)	Periodo Reg. Inst.
1	El Molino - Tomayapo	PL	MÉNDEZ	21°22'	64°57'	3.2	1981-2003
2	Tomayapo Pueblo	PL	MÉNDEZ	21°16' 06"	65°02'42"	2.734	1981-2011
3	Sama cumbre	PL	MÉNDEZ	21° 29' 30"	64° 58' 55"	3.82	1981 -2000
4	Campanario	PL	MÉNDEZ	21° 30' 45"	64° 58' 32"	3.46	1989-2011

3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

3.3.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DE RELIEVE

FIGURA N° 3.1: CUENCA DEL RÍO TOMAYAPO



El punto de control (punto más bajo) es la zona de proyecto.

La cuenca, es el área de terreno, donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un curso principal, la delimitación de la misma se ha obtenido con ayuda de imágenes Google Earth y Cartas Geográficas edición IGM, con escala 1: 50000 siguiendo las curvas de nivel de acuerdo al escurrimiento ubicando las cotas más altas las mismas que delimitan el área.

El área total de la cuenca es de 513.5 Km².

La longitud del río principal es de 53.28 Km.

FIGURA N° 3.2: PERFIL LONGITUDINAL DEL RÍO TOMAYAPO



La cota máxima es de 4505 m.s.n.m.

La cota mínima es de 2611 m.s.n.m.

El desnivel es de 1775 m.

La pendiente media es del 3.3%.

3.3.2 PRECIPITACIONES MÁXIMAS

CUADRO N° 3.4: DATOS DE LLUVIA EN 24 HRS.

Año	ESTACION	ESTACION
	El Molino	Tomayapo
1979		
1980		
1981		
1982	20,6	33,0
1983	18,4	13,5
1984	33,5	46,5
1985	40,9	32,5
1986	40,5	20,0
1987	25,6	20,0
1988		20,0
1989		24,0
1990	35,8	16,0
1991	45,6	34,0
1992	38,7	26,0
1995	45,8	47,0
1996	35,4	20,0
1997	18,6	21,0
1998	35,1	31,1
1999	26,1	18,5
2000	59,3	16,3
2001	36,5	26,4
2002	38,6	39,0
2003	46,30	46,0
2004	42,60	

# DATOS		19	20
MEDIA (h_d)		35,99	27,54
DESV. (S_d)		14,74	10,62
MODA (E_d)		29,36	22,76
CARACT. (K_d)		0,90	0,84

MODA Y CARACTERÍSTICA

$$E_{dp} = 25,98 \quad K_{dp} = 0,87$$

ALTURA DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS PARA DISTINTOS PERÍODOS DE RETORNO

De acuerdo a la experiencia, las lluvias máximas registradas en una estación, se distribuyen de acuerdo a una ley cuyo mejor ajuste se obtiene con la ley e Gumbell.

$$h_{dT} = E_d * (1 + K_d * \log T)$$

CUADRO N° 3.5: PERÍODOS DE RETORNO

PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)	hdT (mm)
5	41,75
10	48,55
20	55,34
50	64,32

ALTURA DE LLUVIAS MENORES A LAS DIARIAS

Es necesario conocer los valores de las lluvias máximas en períodos de 1, 2 y 3 etc. Horas, pero no se dispone de datos pluviométricos, por lo que apoyados en la experiencia, se estiman estos usando la ley de regresión de los valores modales dentro de lo cual se conoce un punto, el valor modal expresado en Gumbell.

$$h_{dT} = E_d * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta * (1 + K_d * \log T) \quad \alpha = 12 \text{ hrs.} \quad \beta = 0,22$$

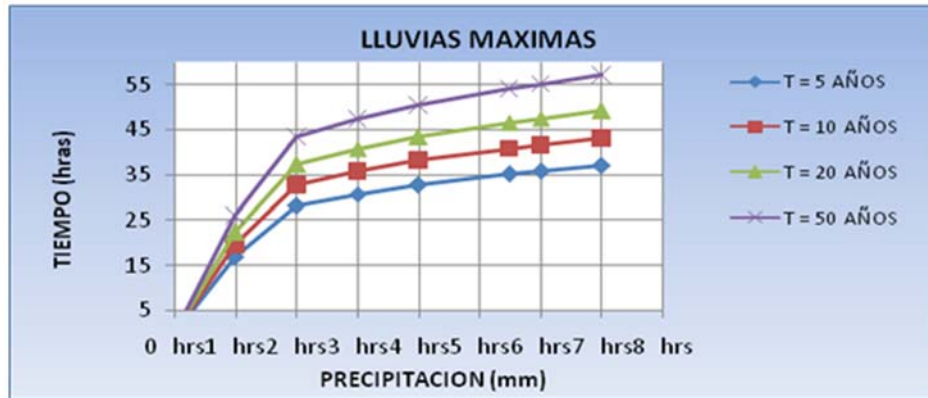
ALTURA DE LLUVIA MÁXIMA HORARIA EN (mm.)

Períodos de duracion de lluvias en horas (t)

CUADRO N° 3.6: PERÍODOS DE DURACIÓN DE LLUVIAS EN HORAS (t)

PERIODO DE RETORNO T(años)	0 hrs	1 hrs	2 hrs	3 hrs	4,00 hrs	5,48 hrs	6 hrs	7 hrs
5	0	16,89	28,15	30,78	32,79	35,14	35,85	37,08
10	0	19,64	32,73	35,78	38,12	40,86	41,68	43,12
20	0	22,39	37,31	40,79	43,46	46,57	47,51	49,15
50	0	26,02	43,37	47,41	50,51	54,13	55,22	57,13

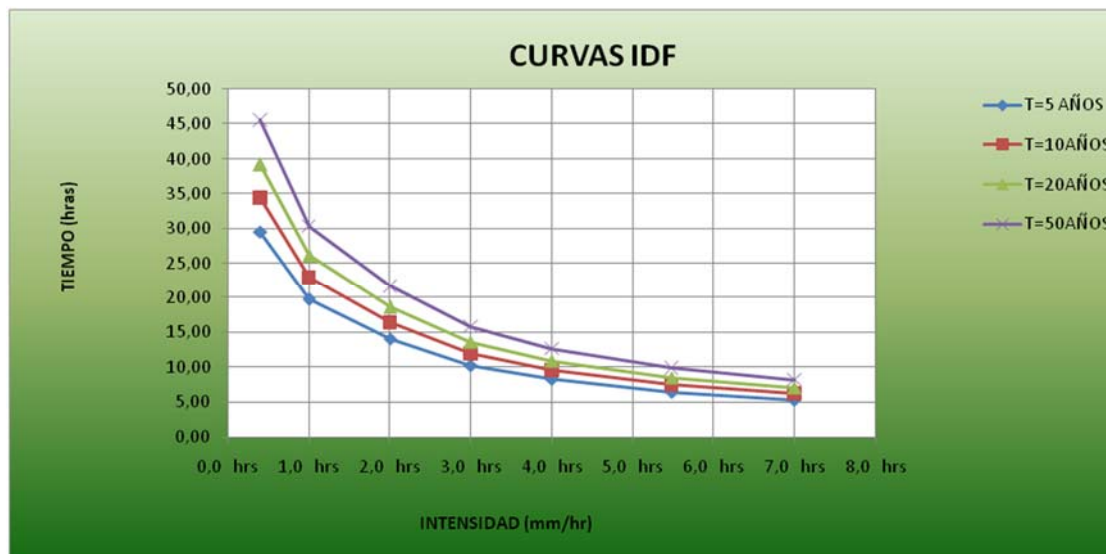
GRÁFICO N° 3.1 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN Y FRECUENCIA (IDF)



CUADRO N° 3.7: PERÍODOS DE DURACIÓN DE LLUVIAS EN HORAS (t)

PERIODO DE RETORNO T(años)	1 hrs	2 hrs	3 hrs	4,00 hrs	5 hrs	5,48 hrs	7 hrs
5	16,89	14,07	10,26	8,20	6,41	5,97	5,30
10	19,64	16,37	11,93	9,53	7,46	6,95	6,16
20	22,39	18,66	13,60	10,86	8,50	7,92	7,02
50	26,02	21,68	15,80	12,63	9,88	9,20	8,16

GRÁFICO N° 3.2: CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN Y FRECUENCIA (IDF)



3.3.3 CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LA CUENCA

El tiempo de concentración, es el tiempo que tarda en recorrer una gota desde el punto más lejano desde un extremo de la cuenca, hasta llegar al punto de aforo o desemboque. Este tiempo es constante para toda la cuenca.

Para calcular el tiempo de concentración existen varios métodos, basados en formulas empíricas, las cuales se aplican en el presente estudio.

Se requieren los siguientes datos:

$$A= 513,50 \text{ km}^2$$

A= Área de la cuenca

$$L= 53,28 \text{ km}$$

L= Longitud del río principal

$$J= 0,033 \text{ m/m}$$

J= Pendiente media del río

$$C. \text{ máx.}=4505 \text{ m.s.n.m.}$$

Cota máxima

$$C. \text{ min.}=2730 \text{ m.s.n.m.}$$

Cota mínima

$$H= 1775.00 \text{ m}$$

Desnivel máximo del curso del agua más largo

FÓRMULA DE GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{A}+1,5*L}{25,3*J*L} \quad T_c = 3,8 \text{ hrs.}$$

FÓRMULA DE CALIFORNIANA

$$T_c = 0,066\left(\frac{L}{\sqrt{J}}\right)^{0,77} \quad T_c = 5,22 \text{ hrs.}$$

FÓRMULA DE VENTURA Y HERAS

$$T_c = 0,05\left(\frac{A}{\sqrt{J}}\right) \quad T_c = 6,21 \text{ hrs.}$$

FÓRMULA CHEREQUE

$$T_c = \left(0,871 * \frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad T_c = 5,25 \text{ hrs.}$$

FÓRMULA DE KIRPICH

$$T_c = 0,000325 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad T_c = 5,25 \text{ hrs.}$$

ANÁLISIS

Tomando el promedio entre las formulas con resultados más parecidos:

PROMEDIO: $T_c = 6,48$ Hrs.

3.4. ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

La estimación del caudal máximo probable para un cierto período de retorno T (en años) para diferentes probabilidades de ocurrencia servirá para el diseño del aliviadero de crecida, en la obra de toma; con el cual se determinaran las características de una determinada sección crítica y otras condiciones hidráulicas que permitan diseñar la obra de toma en altura, profundidad de los cimientos, etc.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE C DE ESCORRENTÍA

Se calibro el coeficiente “C” de escorrentía para la cuenca aplicando la relación:

$$C = \text{Precipitación efectiva} / \text{Precipitación bruta}$$

La precipitación bruta corresponde a mediciones del SENAMHI de la estación de El Molino y la precipitación efectiva corresponde a mediciones de caudales por varios años en el río Tomayapo a la altura de la estación El Molino; de este análisis resulto un coeficiente de escorrentía de 0.28; el análisis se detalla en la siguiente tabla:

CUADRO N° 3.8: CALIBRACIÓN DEL COEFICIENTE C DE ESCORRENTÍA

ÁREA DE LA CUENCA EL MOLINO = KM2 M2

PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL mm

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
PREC (mm)	127,81	97,82	80,14	16,45	1,38	0,50	0,72	3,38	3,71	19,10	43,76	73,34	468,10

ESCORRENTIA = PRECIPITACIÓN EFECTIVA mm

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Q (m ³ /s)	0,04	0,55	1,55	2,64	3,74	4,32	1,49	0,38	0,22	0,08	0,03	0,02	1,25
V (m ³)	91.723,35	1.424.355,84	4.019.424,43	6.845.187,72	9.684.019,40	11.191.326,22	3.871.247,04	976.973,30	559.560,96	214.483,82	79.850,32	48.876,48	39.007.029
Q (m)	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
Q (mm)	0,31	4,78	13,49	22,97	32,49	37,55	12,99	3,28	1,88	0,72	0,27	0,16	130,88

Q (mm)	0,31	4,78	13,49	22,97	32,49	37,55	12,99	3,28	1,88	0,72	0,27	0,16	130,88
PREC (mm)	127,8	97,8	80,1	16,5	1,4	0,5	0,7	3,4	3,7	19,1	43,8	73,3	468,1
c	0,00	0,05	0,17	1,40	23,59	75,10	18,06	0,97	0,51	0,04	0,01	0,00	0,28

9,99

Tomamos como coeficiente c de escorrentía el medio anual:

c = 0,28

CAUDALES MÁXIMOS

Fórmula Racional.

$$Q = c \times I \times A$$

Caudal $Q = (\text{m}^3/\text{sg.})$

Intensidad máxima $i = (\text{mm}/\text{hr.})$

Tiempo de concentración $t_c = 5.48 (\text{hr.})$

Área de la cuenca $A = 513.50 (\text{km}^2)$

Área de la cuenca $A = 513500000 (\text{m}^2)$

Coefficiente de escorrentía $c = 0.28$

DEL CÁLCULO DE LLUVIAS MÁXIMAS

PERIODO DE RETORNO T(años)	LLUVIA MÁXIMA h _{max} (mm)	INTENSIDAD MÁXIMA i _{max} (mm/h)	INTENSIDAD MÁXIMA i _{max} (m/seg)	CAUDAL MÁXIMO (m ³ /seg)
5	32,8	6,0	0,0000017	239
10	38,1	7,0	0,0000019	278
20	43,5	7,9	0,0000022	317
50	50,5	9,2	0,0000026	368

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

$$Q_p = \frac{2,08 * A * h}{T_p}$$

Donde:

Q_p = Caudal pico que es el Q_{max} m^3/sg

A = Área de la Cuenca $513,50 \text{ km}^2$

T_c = Tiempo de concentración $5,480 \text{ hrs}$

D = Duración de la lluvia $5,480 \text{ hrs}$ (igual al tiempo de concentración)

h = Altura de la lluvia unitaria 1 cm (lluvia neta)

T_p = Tiempo al pico

T_b = Tiempo base

T_e = Tiempo de retorno

CÁLCULOS:

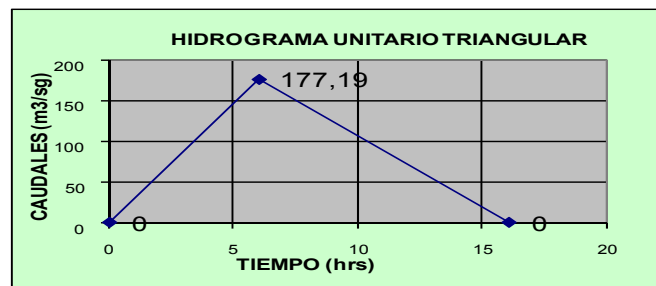
$$T_e = 0,6 * T_c \longrightarrow T_e = 3,29 \text{ hrs.}$$

$$T_p = D/2 + T_e \longrightarrow T_p = 6,03 \text{ hrs.}$$

$$T_b = 2,67 * T_p \longrightarrow T_b = 16,09 \text{ hrs.}$$

$$Q_p = 177,19 \frac{\text{m}^3}{\text{sg}} \text{ caudal unitario para } h = 1\text{cm}$$

Para graficar el hidrógrama unitario:



t	Q
0	0
6,03	177,19
16,09	0

Cálculo de caudales máximos para períodos de retorno T:

$$Q_{max} = Q_p * h_{max} \text{ caudal maximo de crecida}$$

Crecidas para diferentes períodos de retorno:

PERIODO DE RETORNO T(años)	h_{max} LLUVIA MÁXIMA (mm)	LLUVIA MÁXIMA h_{max} (cm)	LLUVIA efectiva (cm)	Q_{max} CAUDAL MÁXIMO (m³/seg)
5	32,8	3,28	1,25	220,8
10	38,1	3,81	1,45	256,7
20	43,5	4,35	1,65	292,6
50	50,5	5,05	1,92	340,1

FÓRMULA DE PASSENTI

$$Q = c * h * \frac{A}{L}$$

Donde

- c = Coeficiente
- h = Altura de lluvia máxima en 24 hrs en (m)
- A = Área de la cuenca en km²
- L = Longitud del curso en km
- c = 600
- h = (mm)
- A = 513.50 km²
- L = 53.28 km.

Crecidas para diferentes períodos de retorno

PERIODO DE RETORNO T(años)	LLUVIA MÁXIMA hmax (mm)	LLUVIA MÁXIMA hmax (m)	CAUDAL MÁXIMO (m3/seg)
5	41,8	0,0418	241,43
10	48,5	0,0485	280,72
20	55,3	0,0553	320,01
50	64,3	0,0643	371,95

RESUMEN DE CAUDALES POR VARIOS MÉTODOS

CUADRO N° 3.8: CAUDALES MÁXIMOS (m³/seg.)

PERIODO DE RETORNO T(años)	MÉTODO RACIONAL	HIDROGRAMA TRIANGULAR	FÓRMULA DE PASSENTI	ADOPTAMOS PARA DISEÑO
5	239,0	220,76	241,43	220,76
10	277,8	256,68	280,72	256,68
20	316,7	292,61	320,01	292,61
50	368,1	340,09	371,95	340,09

De los valores obtenidos se adopta el valor por el método del Hidrograma Unitario Triangular. Los otros dos métodos nos dan valores muy altos para la sección del río Tomayapo por lo que no se los toma en cuenta.

3.5. CÁLCULO HIDRÁULICO DEL TIRANTE MÁXIMO

Se determinó los tirantes máximos en las secciones de ubicación de las obras de toma, para esto se aplicó la ecuación de Manning, el detalle se muestra a continuación:

TIRANTE MÁXIMO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO

Considerando la estructura propuesta emplazada

Se determinó la base y cauce del talud del cauce al levantamiento topográfico haciendo uso del programa Land Cad; se asemeja la sección a la forma trapezoidal y rectangular.

En algunos casos la sección parcial más crítica, la más angosta y suponiendo que el flujo se concentra en una sección localizada menor al ancho real, con lo que resultara una velocidad mayor una socavación mayor, situación que se presenta en la zona.

SISTEMA N° 1,2 y 3

DATOS:

$Q=292,61\text{m}^3/\text{s}$ Caudal de diseño para $T=20$ años

$n=0,026$

$z= 1$

$S_0=0,035$ m/m

Aplicando la ecuación de Manning resulta:

$$A \cdot R^{2/3} = \frac{Q \cdot n}{S_0^{1/2}} = \frac{292,61 \cdot 0,026}{0,035^{1/2}} = \mathbf{40,67} \rightarrow k \text{ objetivo}$$

$B = 9,2$ m

$Y = 2,41$ m variable

$$A \cdot R^{2/3} = \left(\frac{(b + z \cdot y)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * (b + z \cdot y)y \rightarrow k = 40,67$$

Yn = 2,41 altura del agua

La altura de los muros laterales será: 2,50 m.

LA VELOCIDAD MEDIA:

$$A = (b + z \cdot y)y$$

$$V = \frac{Q}{(b + z \cdot y)y} = 10,44 \text{ m/s}$$

$$T = (b + 2z \cdot y) = 9,2 + 2 \cdot 1 \cdot 2.41 = 14,025 \text{ (espejo de agua)}$$

NÚMERO DE FROUD:

$$D = \frac{A}{T} = \frac{28,020}{14,025} = 1,99 \text{ m (profundidad hidráulica)}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} = \frac{10,44}{\sqrt{9,81 \cdot 1,99}} = 2,36 > 1 \text{ (supercrítico)}$$

SISTEMA N° 4, 5 y 6

Q=292,61m³/s Caudal de diseño para T=20 años

n=0,026

z= 1

S₀=0,035 m/m

Aplicando la ecuación de Manning resulta:

$$A \cdot R^{2/3} = \frac{Q \cdot n}{S_0^{1/2}} = \frac{292,61 \cdot 0,026}{0,035^{1/2}} = 40,67 \rightarrow k \text{ objetivo}$$

B = 9,5 m

Y = 2,37 m variable

$$A \cdot R^{2/3} = \left(\frac{(b + z \cdot y)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * (b + z \cdot y)y \rightarrow k = 40,67$$

Yn = 2,41 altura del agua

La altura de los muros laterales será: 2,50 m.

LA VELOCIDAD MEDIA:

$$A = (b + z \cdot y)y$$

$$V = \frac{Q}{(b + z \cdot y)y} = 10,40 \text{ m/s}$$

$$T = (b + 2z \cdot y) = 9,5 + 2 \cdot 1 \cdot 2.37 = 14,242 \text{ (espejo de agua)}$$

NÚMERO DE FROUD:

$$D = \frac{A}{T} = \frac{28,147}{14,025} = 1,97 \text{ m (profundidad hidráulica)}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} = \frac{10,44}{\sqrt{9,81 \cdot 1,97}} = 2,36 > 1 \text{ (supercrítico)}$$

3.6. ESTIMACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES MÍNIMOS

3.6.1 OBJETIVO GENERAL

Para determinar caudales mínimos como no se dispone de caudales aforados continuamente durante varios años se recurre al método que se basan en la relación PRECIPITACIÓN - ESCORRENTÍA y EXTRAPOLACIÓN POR SIMILITUD DE CUENCAS HIDROLÓGICAS

Los caudales mínimos se estudiarán a partir de caudales aforados extrapolados de la cuenca del río Tomayapo medidas en la estación el molino aguas arriba de la ubicación de muestras obras de toma; esta cuenca de la parte alta del río Tomayapo tiene una área de 298 km²; siendo nuestra cuenca mucho mayor con un área de 513.5 km²; para corregir este aspecto se considerara una relación directa entre la cantidad del área y la cantidad de escorrentía.

Cuenca en estudio sin datos de caudales aforados: Tomayapo – Pucu Pampa.

Cuenca vecina que cuenta con caudales aforado: Tomayapo – El Molino

Ambas corresponden a la misma cuenca.

Los caudales mínimos obtenidos tendrán un riesgo de ocurrencia del 20 % para un período de vida útil del proyecto de 20 años. El procedimiento de cálculo se detalla a continuación:

3.6.2 LLUVIAS MÍNIMAS

Sobre la base de datos de alturas de precipitación de la cuenca que cuenta con datos de aforos se trabajan con varias estaciones que pertenezcan a una cuenca o estén próximas a ella.

AÑO	EL MOLINO	CAMPANARIO	SAMA CUMBRE
1981			1157,5
1982	412,6		821,2
1983	269,8		429,2
1984	756,5		1182,8
1985	814,6		1008,7
1986	498,8		828,6
1987	345,3		647,0
1988			883,7
1989		248,0	524,1
1990	433,8	372,8	563,8
1991	444,7	335,9	798,9
1992	471,3	384,4	765,3
1993	608,9	320,7	883,7
1994	483,8		788,7
1995	273,9	354,5	780,4
1996	362,8	466,4	489,8
1997	445,7		538,5
1998	357,4		393,6
1999	498,9	348,3	
2000	491,8	390,3	
2001	529,8	372,8	
2002	289,7	301,1	
2003		256,4	
2004		270,0	
2005		322,0	
2006		433,8	
2007		344,3	
2008		454,7	
2009		452,5	
2010		319,9	

Determinación de los parámetros para cada estación:

- Media de las precipitaciones anuales
- Desviación de las precipitaciones anuales
- Número de años de registro de las precipitaciones anuales

Se les resume en una tabla:

	ESTACIONES	M(h)	S(h)	N° datos
1	EL MOLINO	462,637	145,603	19
2	CAMPANARIO	355,200	65,035	19
3	SAMA CUMBRE	749,194	231,493	18

Valores Ponderados en base a las estaciones

	ESTACIONES	M(h)p	S(h)p	CV
1	EL MOLINO	518,29	145,875	28,1%
2	CAMPANARIO			
3	SAMA CUMBRE			

Para Determinar Precipitaciones Mínimas Anuales, se aplica la siguiente expresión

$$P = 1 - (1 - r)^{\frac{1}{N}}$$

P = Probabilidad de frecuencia

r = Riesgo con el que se calcula el proyecto

N = Período de vida útil del proyecto

$$P = \frac{1}{T}$$

T = Período de retorno

Probabilidad de ocurrencia

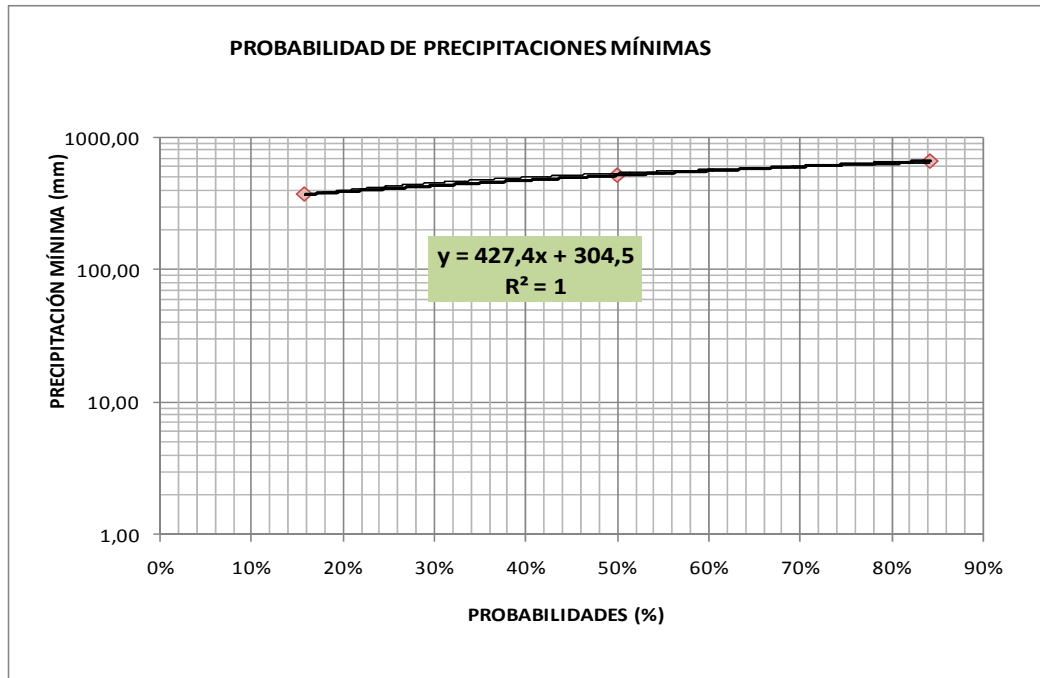
Se calcula la probabilidad para diferentes valores de N y r asumidos

N (AÑOS)	r = 20 %	r = 30 %	r = 40 %	r = 50 %	T
	0,20	0,30	0,40	0,50	r = 20 %
10	2,21%	3,50%	4,98%	6,70%	45
20	1,11%	1,77%	2,52%	3,41%	90
30	0,74%	1,18%	1,69%	2,28%	135
50	0,45%	0,71%	1,02%	1,38%	225

Se grafica (se ajusta) una recta en papel probabilístico con dos puntos:

En la ley normal:

PUNTO 1	50%	→	M(h)
	50%	→	518,29
PUNTO 2	50%	→	M(h)-S(h)
	15,87%	→	372,42



Con los valores de probabilidad calculada, se entra en la gráfica de la recta

Precipitación Mínima Anual En (mm) Para La Cuenca

N (AÑOS)	r = 20 %	r = 30 %	r = 40 %	r = 50 %
	0,20	0,30	0,40	0,50
10	314	319	326	333
20	309	312	315	319
30	308	310	312	314
50	306	308	309	310

3.6.3 CAUDALES MÍNIMOS

Método de las pérdidas partiendo de la ecuación de BALANCE HÍDRICO

$$P = E + I + R$$

Donde:

$$E + I = \text{Pérdida por infiltración y evapotranspiración}$$

$$R = \text{Esguerrimiento superficial}$$

Ya que no se dispone de caudales aforados en la cuenca de interés, se extrapolara los datos existentes de una cuenca vecina hidrológicamente similar:

Se utilizarán los caudales medios mensuales de la estación de aforo: El Molino

CUADRO N° 3.9: CAUDAL MEDIO MENSUAL

Estación: EL MOLINO
 Provincia: MENDEZ
 Departamento: TARIJA
 UNIDADES: m³/s

Lat. S.: 21° 22'
 Long. W.: 64° 57'
 Altura: 3.200 m.s.n.m.

CAUDAL MEDIO MENSUAL

Año	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	MEDIA
1978-1979	0,16	0,04	1,76	4,79	4,29	1,91	1,15	0,44	0,28	0,14	0,04	0,01	1,25
1979-1980	0,01	0,01	0,73	1,24	1,94	3,73	1,09	0,40	0,22	0,08	0,01	0,01	0,79
1980-1981	0,01	0,00	0,00	0,85	5,41	3,06	0,97	0,35	0,21	0,07	0,01	0,01	0,91
1981-1982	0,03	0,26	1,65	1,79	4,81	1,08	0,51	0,27	0,06	0,01	0,01	0,87	0,95
1982-1983	0,01	0,03	0,02	0,02	0,00	0,02	0,04	0,04	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
1983-1984	0,00	0,02	11,26	14,78	13,26	3,92	0,35	0,08	0,03	0,03	0,01	3,65	3,95
1984-1985	0,12	0,75	0,10	15,26	6,06	1,76	1,30	1,02	0,26	0,05	0,02	2,22	2,41
1985-1986	5,24	10,52	11,42	6,33	7,80	2,17	1,08	0,44	0,15	0,04	0,03	4,94	4,18
1986-1987	0,07	3,98	1,42	0,91	0,63	0,48	0,44	0,40	0,30	0,23	0,19	0,76	0,82
1987-1988	0,23	0,26	2,33	1,06	20,60	9,35	0,41	0,09	0,06	0,02	0,01	2,89	3,11
MEDIA	0,59	1,59	3,07	4,70	6,48	2,75	0,73	0,35	0,16	0,07	0,03	1,54	1,84

Y la precipitación media mensual para los años que tengan aforos correspondientes:

CUADRO N° 3.10: PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL

Estación: EL MOLINO - TOMAYAPO
 Provincia: MENDEZ
 Departamento: TARIJA
MUNICIPIO EL PUENTE
PROVINCIA MENDEZ (2° SECCION)
DEPARTAMENTO TARIJA
UNIDADES: mm

Lat. S.: 21° 22'
 Long. W.: 64° 57'
 Altura: 3.200 m.s.n.m.

PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL

Año	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	TOTAL
1981-1982	20,3	37,1	48,6	103,2	72,5	61,2	16,4	7,1	0	0	5,4	6,2	378,00
1982-1983	19,2	32,8	88,6	59,3	52,9	13,6	20,4	5,3	0	3	0	11,8	306,90
1983-1984	9,3	44,1	50,1	210,8	181,4	220,9	0	0	0	0	29,8	1,3	747,70
1984-1985	12,4	43,6	56,3	16,8	291,3	57,9	31,2	0	8,2	0	5,4	0	523,10
1985-1986	1,5	183,5	218,8	132,6	44,4	58,5	59,9	0	0	0	0	1,6	700,80
1986-1987	15,6	26,5	159,7	235,1	4,6	28,2	1,5	0	0	0	0	0	471,20
1987-1988	23,5	37,2	15,2	194,8	104,2	289,3	6,8	0	0	0	0	0	671,00
PROMEDIO	14,54	57,83	91,04	136,09	107,33	104,23	19,46	1,77	1,17	0,43	5,80	2,99	45,22

CUADRO N° 3.11: VALORES DELA PRECIPITACIÓN ANUAL Y CAUDALES MEDIOS ANUALES

PERIODO	P. Anual (mm)	Q med.(m ³ /s)	CAUDAL(mm)
1981-1982	378,00	0,95	100,04
1982-1983	306,90	0,02	1,94
1983-1984	747,70	3,95	417,98
1984-1985	523,10	2,41	254,89
1985-1986	700,80	4,18	442,36
1986-1987	471,20	0,82	86,53
1987-1988	671,00	3,11	329,10
	542,67		233,26

$$Q_{mm} = \frac{Q \frac{m^3}{s} * 86400 * 365 * 1000}{A}$$

Donde:

A = Área de la cuenca = 298 km² = 3E+08 m²

$$P = E + I + R$$

E + I = Pérdida por infiltración y evapotranspiración

$$Perdida = P - R$$

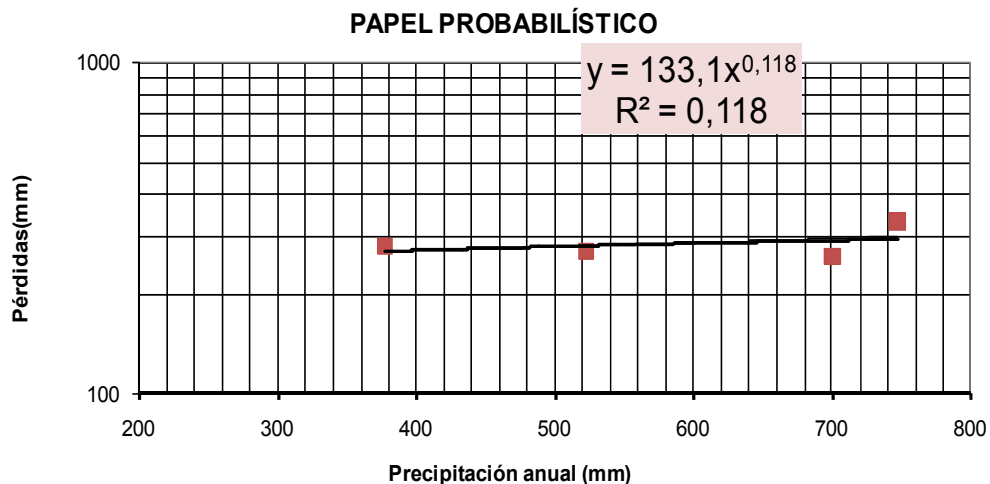
P = Precipitación anual (mm)

R = Caudal medio anual expresado en (mm)

CUADRO N° 3.12: VALORES DE LAS PÉRDIDAS (mm)

PERIODO	PRECIP. (mm)	CAUDAL(mm)	Perd. (mm)
1981-1982	378,00	100,04	277,96
1982-1983			
1983-1984	747,70	417,98	329,72
1984-1985	523,10	254,89	268,21
1985-1986	700,80	442,36	258,44
1986-1987			
1987-1988			

CUADRO N° 3.13: CURVA DE CALIBRACIÓN
(Pérdidas vs precipitación)



Sólo se aceptaran correlaciones > 98% de lo contrario deberán rechazarse los puntos más alejados.

$$Pérdida = 133.1 * P^{0.118} \quad r = 99.90\%$$

Reemplazado:

$$P = \text{Preci. Min} = 309 \text{ mm} \quad (N=20 \text{ años y } r=20\%)$$

$$\text{Entonces Pérdida} = 249.91 \text{ mm}$$

De la ecuación de pérdidas.

$$Pérdida = P - R_{min} \rightarrow R_{min} = P(\text{mm}) - \text{Perd}(\text{mm})$$

$$P(\text{mm}) = 309 \text{ mm}$$

$$\text{Perd.} = 249.9 \text{ mm}$$

$$R(\text{min}) = 59.33 \text{ mm}$$

Para llevar el caudal a m³/s:

$$Q \frac{m^3}{s} = \frac{Q_{mm} * A}{86400 * 365 * 1000}$$

$$Q \frac{m^3}{s} = 0,5607 \text{ Caudal medio minimo anual}$$

Extrapolación de los datos por similitud de cuencas:

El río Tomayapo es un afluente del río San Juan del Oro, un poco más abajo del punto de aforo.

CUADRO N° 3.14: CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LAS DOS CUENCAS

Caracterist.	Cuenca con Q aforados	Cuenca sin Q aforados
Cuenca	El Molino	Tomayapo
Depart.	Tarija	Tarija
Provincia	Méndez	Méndez
a.s.n.m.	3200 m.s.n.m.	2720 m.s.n.m.
Prec.Med.A.	468 mm	481,2 mm
Pendiente	3 %	3,3 %
Area	298 km ²	513,5 km ²

Coefficiente de área:

Se realizara por similitud de cuencas, específicamente entre el área de interés: Tomayapo y el área de la cuenca del río San Juan del Oro

$$K_A = \frac{A_1}{A_2} * \frac{i_1}{i_2} * \frac{P_1}{P_2}$$

Donde:

$$A_1 = \text{Área de la cuenca en estudio (Tomayapo)} = 513.50 \text{ km}^2$$

$$A_2 = \text{Área de la cuenca en estudio (El Molino)} = 298.00 \text{ km}^2$$

$$i_1 = \text{Pendiente de la cuenca en estudio (Tomayapo)} = 3.30\%$$

$$i_2 = \text{Pendiente de la cuenca en estudio (El Molino)} = 3.00\%$$

$$P_1 = \text{Precipitación media anual (Tomayapo)} = 481.24 \text{ mm}$$

$$P_2 = \text{Precipitación media anual (El Molino)} = 468.00 \text{ mm}$$

$$K_A = 1.949$$

Caudal medio mínimo corregido en el río: Tomayapo

$$Q \frac{m^3}{s} = 1.093$$

Distribución del caudal mínimo en los diferentes meses:

Se determina los coeficientes de los caudales medios mensuales del río San Juan del Oro

CUADRO N° 3.15: DISTRIBUCIÓN DEL CAUDAL EN LOS DIFERENTES MESES

	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	PROMEDIO
%	0,32	0,86	1,67	2,56	3,53	1,49	0,40	0,19	0,09	0,04	0,02	0,84	ANUAL

Se distribuye en el río Tomayapo:

Qmin (m³/s)	0,35	0,944	1,824	2,7965	3,8535	1,6334	0,436	0,209	0,093	0,041	0,019	0,914	1,093
Qmin (lt/s)	349,6	943,7	1824	2796,5	3853,5	1633,4	436	209,4	93,03	40,55	19,48	913,8	1092,78

$$\text{Qmin mensual} = 19,48 \text{ lt/s}$$

(N =20 años y r =20%)

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS Y PARÁMETROS PARA EL RIEGO

4.1 CÉDULA DE CULTIVO

CUADRO N° 4.1: CÉDULA DE CULTIVO

DURAZNO	87%
MAÍZ CRANO	4.4%
PAPA (Tardía)	5.1%
HORTALIZAS (Carpa solar)	3.5%
	100%

4.2 DISPONIBILIDAD DE AGUA PARA EL PROYECTO

La cantidad de agua disponible es uno de los factores que determina en mayor medida el porcentaje del terreno con posibilidades de ser cultivados en forma adecuada, cumpliendo con la demanda hídrica del vegetal, y de esta manera, lograr obtener el máximo rendimiento esperado.

**CUADRO N° 4.2: CAUDALES MENSUALES MÍNIMOS DE LA
HIDROLOGÍA**

Qmin (m³/s)	0,35	0,944	1,824	2,7965	3,8535	1,6334	0,436	0,209	0,093	0,041	0,019	0,914	1,093
Qmin (lt/s)	349,6	943,7	1824	2796,5	3853,5	1633,4	436	209,4	93,03	40,55	19,48	913,8	1092,78

Qmin mensual =	19,48 lt/s	(N =20 años yr =20%)
-----------------------	-------------------	----------------------

4.3 CALIDAD DE AGUA PARA RIEGO

Según análisis del agua del río Tomayapo (**Anexo 12**), el pH de la muestra es 7.36 encontrándose dentro de los parámetros aceptables de calidad de agua de riego (AYERS, 1983).

La salinidad medida a través de la conductividad eléctrica es de 0,62 mmhos/cm, considerada media ya que se encuentra dentro del rango 0,25 – 0,75 mmhos/cm y la alcalinización media por la relación de adsorción de sodio (R.A.S.) es 0,88 considerado como un valor bajo. De esta manera el agua de riego, según las normas Riverside, corresponde a la categoría C2 – S1

4.4 BALANCE HÍDRICO

Se realizó el balance hídrico correspondiente haciendo uso del programa ABRO con el cual se determinaron las demandas de agua, con las oferta se determinaron las aéreas bajo riego óptimo con y sin proyecto y se determinó el área incremental.

El procedimiento de determinación de las necesidades hídricas de un proyecto de riego, se ha definido siguiendo la metodología recomendada por el PRONAR (Programa Nacional de Riego) a través del programa ABRO 3.0

Los coeficientes de cultivo K_c utilizados para el cálculo de demandas hídricas son los valores ajustados para el territorio nacional sobre la base de estudios de la FAO e investigaciones del PRONAR. Los valores de los cultivos K_c utilizados corresponden a la zona de Valles

El cálculo de la evapotranspiración de referencia (E_{To}) ha sido realizando utilizando la metodología de Penman-Monteith; ha considerado las temperaturas mínimas y máximas medias y la humedad relativa. Estas han sido generadas para la zona a partir de las estaciones meteorológicas de, El molino, Campanario y Sama Cumbre mediante el método de interpolación en función de la altura.

Se considera, además, el caudal mínimo de cada mes del año hidrológico y se adopta la hipótesis que las necesidades hídricas mensuales que corresponden a cada cultivo (y por ello a todo el perímetro de riego) sean iguales al pasar de un año a otro, al mantenerse las aéreas y las especies regadas, al menos mientras se está dentro del plazo de ejecución de cada etapa del desarrollo agrícola.

Para obtener la demanda hídrica mensual que corresponde a cada cultivo, en el procedimiento de ABRO se consideran también las evapotranspiraciones medias mensuales y el coeficientes del cultivo que corresponden a cada fase fenológica.

Evapotranspiración potencial del cultivo de referencia (ETo)

La metodología de Penman-Monteith es considerada, por un importante número de investigadores, como una metodología de referencia, porque arroja valores que se utiliza como base de comparación para otras metodologías más simplificadas.

En nuestro país, es la metodología recomendada por el Programa Nacional de Riegos (PRONAR), mediante el programa ABRO 3.0 Área Bajo Riego Optimo, instrumento técnico para el cálculo de áreas bajo riego óptimo en la formulación de proyectos de riego (anexo 2) y es descrita a continuación.

La principal definición del método dice; “la Evapotranspiración Potencial del Cultivo de Referencia (ETo) es la pérdida de agua de un cultivo extenso y uniforme de una gramínea de referencia, de altura 12 cm y albedo de 0,23, en crecimiento activo, que sombrea totalmente el suelo y no sufre de escasez de agua

Para el cálculo de la evapotranspiración potencial del cultivo de referencia, el programa ha requerido de la altura geográfica y la altitud considerando cifras redondas sujetas a las tablas de cálculo que se han generado en el boletín de la FAO 24. Por ejemplo Pucu Pampa se encuentra a 2,734 m.s.n.m. en el programa se ha definido el inmediato superior (2,800 m.s.n.m.) similar situación con las latitudes geográficas

Los resultados obtenidos para la comunidad Pucu Pampa se resumen en el anexo N°2 e indica que la evapotranspiración potencial más alto en el año se produce en el mes de octubre con 182,36 mm y la más baja en el mes de febrero con 139,36 mm y el anual es de 2,000.54 mm

CUADRO N° 4.3: EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL

Unidad	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
mm/día	4,87	4,98	5,66	5,8	5,58	5,43	5,30	5,44	5,83	5,88	5,71	5,28
mm/mes	151	139	175	173	173	162	164	168	174	182	171	163

Fuente: Elaboración propia, con datos ABRO

PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL:

Se han definido las precipitaciones medias mensuales, a partir de la estación ubicada en el municipio del Puente, por ser la más cercana, y con la misma ubicación respecto a la fisiografía de la zona.

Con la interpolación de la cantidad de lluvia registrada en ambas estaciones se ha interpolando respecto a la variación de la altura y se ha obtenido que la precipitación anual es de 232,10 mm. La mínima se produce prácticamente en el mes de junio con 0,2 mm y la máxima en el mes de enero con 58,80 mm (cuadro 4,4) la época lluviosa para la zona se produce entre los meses de diciembre a marzo, acumulado el 77% de la lluvia anual.

PRECIPITACIÓN EFECTIVA:

Los resultados obtenidos indican que la lluvia efectiva en el área de riego es de 232,10 mm anuales denotándose 6 meses secos (abril a septiembre), las precipitaciones entre abril y septiembre se pierden por evaporación e inclusive en octubre y noviembre en la fase inicial de desarrollo de los cultivos con porcentaje reducido de cubierta

CUADRO N° 4.4: PRECIPITACIÓN

Concepto	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
Prec mm	58,8	45,6	35,0	7,1	1	0,2	0	3,6	4,3	16,10	22,10	38,30	232
Prec efec mm	32,85	22,95	15	0	0	0	0	0	0	0,83	5,33	17,48	94,43

Fuente: Elaboración propia, con datos ABRO

Estación: TOMAYAPO PUEBLO

Provincia: MENDEZ

Departamento: TARIJA

Latitud S.: 21° 16' 06"

Longitud W.: 65° 02' 42"

Altura: 2.734 m.s.n.m.

Indice	Unidad	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Temp. Max. Media	°C	26,6	25,8	28,4	28,5	27,9	27,1	25,5	26,9	27,5	29,5	29,5	28,7	27,6
Temp. Min. Media	°C	11,5	11,2	10,7	8,4	1,0	-0,7	-0,8	3,3	4,4	8,5	9,7	11,5	6,6
Temp. Media	°C	19,1	18,5	19,5	18,4	14,5	13,2	12,3	15,1	16,0	19,0	19,6	20,1	17,1
Temp.Max.Extr.	°C	33,0	29,0	34,0	34,0	31,5	31,0	30,0	32,0	33,0	35,0	36,0	35,5	36,0
Temp.Min.Extr.	°C	7,0	8,0	6,0	0,0	-3,0	-3,0	-5,5	-3,0	-2,0	3,0	4,0	7,0	-5,5
Días con Helada		18	17	18	15	11	10	9	12	13	16	17	19	174
Nubosidad Media	Octas	3	4	2	1	1	1	1	2	2	3	2	3	2
Precipitación	mm	58,8	45,0	35,9	6,6	0,7	0,2	0,0	3,8	4,5	16,1	22,1	38,3	231,9
Pp. Max. Diaria	mm	46,0	39,0	26,0	20,9	5,5	4,9	0,0	47,0	20,0	47,0	32,5	31,1	47,0
Días con Lluvia		7	6	4	1	0	0	0	0	1	2	3	5	29

USO CONSUNTIVO DE LOS CULTIVOS (ETc) Y/O EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL (ETR).

Por medio del coeficiente de uso consuntivo, o requerimiento hídrico del cultivo ($UC=ETR \cdot Kc$) se ha determinado la cantidad de agua que un cultivo necesita evapotranspirar para su óptimo desarrollo conocido también como evapotranspiración real (ETR) y se expresa en mm/día o mm/mes. Para su deducción

se considera la duración de las diferentes fases de desarrollo de los cultivos y las características climáticas del sitio (frecuencia de lluvias, humedad relativa y velocidad del viento (ABRO))

Los resultados presentan el requerimiento de agua anual expresado en milímetros; para la cedula sin proyecto y la primera etapa con proyecto el mayor está en el alfalfa con 1446.95 mm y el menor requerimiento en las hortalizas menores con 364,66 mm

CUADRO N°4.5: EVAPOTRANSPIRACIÓN ANUAL REAL DE LOS CULTIVOS (mm)

Cultivo	Sin proyecto	Con proyecto
Durazno	1,446.95	1464,54
Maiz grano	691,99	691,99
Papa tardía	648,73	648,73
Lechugas y ortalizas	364,68	364,66
totales	3,152.35	3,169.92

Fuente: Elaboración propia, con datos ABRO

EFICIENCIA TOTAL DEL SISTEMA DE RIEGO

No se dispone de estudios de la eficiencia del riego y menos de los sistemas, por lo cual se efectúan estimaciones basadas en las observaciones de campo y en datos aislados dados y evaluaciones de mejoramientos del sistema de riego

La eficiencia total del sistema de riego a implementar, está relacionada con el tipo de obras que se construirán y cuyas características se exponen a continuación

EFICIENCIA DE CAPTACIÓN (E_p):

El sistema actual de la toma de captación de agua para riego es directa consta de canal rustico, ubicada en media playa bordeado el cauce de río susceptible a desaparecer en las crecidas del río asumiendo su eficiencia un 27%

El sistema de captación para el canal de riego con proyecto será por una toma directa construido de hormigón ciclópeo sobre afloramiento rocoso que emerge del lecho del río. La eficiencia de captación se refiere principalmente a un cambio del curso del río que podría ocurrir, se asumirá un 0,80%

EFICIENCIA DE DISTRIBUCIÓN PARCELARIA (E_{cp})

El sistema de distribución parcelaria consta de canal de conducción (con proyecto 80% de eficiencia). La acequia con ningún tipo de impermeabilización y por tanto con grandes pérdidas; por la disposición de las áreas

EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN (E_c):

Actualmente el canal de riego es de tierra el volumen de sedimentos que transporta el agua colmata el canal. La información proporcionada por los beneficiarios es que cuando el agua disminuye por la sedimentación del canal solo alcanzan a regar un propietario. El hábito de mantenimiento del canal por el derecho de riego es favorable, se observa un buen mantenimiento en las obras de control. El sistema futuro del canal principal de riego del proyecto estará completamente revestido de hormigón de forma rectangular. Cuyo mantenimiento en términos de jornales se reducirá. La eficiencia de este sistema se asumirá en 90% con proyecto.

EFICIENCIA DE APLICACIÓN (E_a):

Debido a que el sistema de aplicación de agua de riego es por inundación de surcos, se considera que la eficiencia de este sistema incluye importantes pérdidas del recurso agua, por lo tanto su eficiencia se asume en 65%. El efecto de la salinidad del agua, tiende a incrementar el encostramiento y agrietamiento de la capa superficial especialmente en sectores donde se encharca el agua después de una aplicación e riego, característica que es desfavorable para la absorción de agua por la planta y de los nutrientes del suelo

EFICIENCIA DEL SISTEMA DE RIEGO:

Es el producto de todas las eficiencias aplicables, es decir.

$$Esr = Ecp * Ec * Ed * Ea = 0,80 * 0,90 * 0,80 * 0,65 = 0,3744$$

REQUERIMIENTO DE AGUA POR HECTÁREA:

Para el cálculo ABRO ha considerado el calendario de cultivo, la necesidad de agua del cultivo (Kc), aportación de la precipitación, el caudal mínimo mensual en L/s. del Tomayapo la capacidad máxima del canal y la superficie de ocupación por la cedula de cultivo propuesta. Los resultados obtenidos en el balance, indican que no existe área deficitaria para riego.

En el cuadro a continuación se resume los requerimientos unitarios brutos de agua de cada etapa del desarrollo agrícola, y la superficie total que podría ser beneficiada.

CUADRO N° 4.6: REQUERIMIENTOS UNITARIOS BRUTOS DE RIEGO

Etapa del desarrollo Agrícola	Requerimiento Unitario Bruto (L/s/ ha)	Superficie Física posible (ha)
Sin proyecto	68,48	3,85
Con proyecto	2,07	5,95

Fuente: Elaboración propia, con datos del ABRO

Para la definición del tamaño del proyecto se utiliza el requerimiento unitario bruto por que se prevé la utilización de superficies de cultivos bajo riego

ÁREA INCREMENTAL:

La superficie bajo riego óptimo sin proyecto alcanza 3,85 ha; el siguiente cuadro N° 4.7 detalla el incremento de superficie por cultivo.

CUADRO N° 4.7: ÁREA BAJO RIEGO ÓPTIMO INCREMENTAL POR CULTIVO

Cultivo	Sin proyecto	Con proyecto	Área incremental
Durazno	3,3	5,18	1,88
Maiz grano	0,19	0,26	0,07
Papa (tardia)	0,23	0,30	0,07
Lechugas y ortalizas	0,13	0,21	0,08
TOTAL	3,85	5,95	2,1

4.5 CALENDARIO DE CULTIVOS CON PROYECTO

CUADRO N° 4.8: CALENDARIO DE CULTIVO CON PROYECTO

CULTIVO (Has)	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY
DURAZNO	5.18	5.18	0.00	0.00	0.00	5.18	5.18	5.18	5.18	5.18	5.18	5.18
MAÍZ CRANO					0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	
PAPA (Tardía)	0.30	0.30	0.30						0.30	0.30	0.30	0.30
HORTALIZAS (Carpa solar)						0.21	0.21	0.21	0.21			
TOTAL Has. cultivadas	5.48	5.48	0.30	0.00	0.26	5.65	5.65	5.65	5.95	5.74	5.74	5.48
Terreno en Descanso (has.)	0.47	0.47	5.65	5.95	5.69	0.30	0.30	0.30	0.00	0.21	0.21	0.47
Total área cultivable (has)	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95

CAPÍTULO V: DISEÑO DE OBRAS CIVILES

5.1 DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LAS OBRAS PROPUESTAS

El sistema que se plantea con el presente proyecto, es para captar las aguas superficiales, se describe a continuación El proyecto se divide en seis sistemas.

SISTEMA N° 1.

En este sistema se plantea lo siguiente: Sus Componentes son

OBRA DE TOMA CON MURO AZUD – TOMA LATERAL

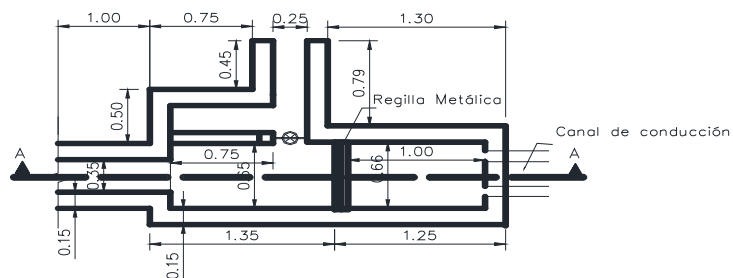
Este tipo de toma corresponde a un muro transversal de longitud de 10 m, al lecho del río construido íntegramente en hormigón ciclópeo, que cuenta con un muro lateral que permite captar el agua a través de una rejilla de 0.30x0.4 m. que sirve de protección de ingreso de material grueso de arrastre del río y una compuerta metálica para regular el ingreso de agua en la época de crecidas.

Canal de conducción desde la toma hasta el desarenador en una longitud de 6.60m., dicho canal será con tapas de H°A°.

DESARENADOR.

Los componentes de este tipo de desarenador son: compuerta de admisión cámara de sedimentación compuertas de lavado

El desarenador cumple una función muy importante de sedimentar las partículas arrastradas por las crecidas de los ríos. El diseño del mismo se encuentra en el (anexo 3 sistema 1) y ver plano de detalles (ver plano 14).



CANAL DE CONDUCCIÓN.

El canal de conducción que nace en la misma obra de toma y corre paralelo al río por su margen izquierdo desarrollando en una longitud de 1165.19m. Este canal es de sección rectangular y adaptada a las condiciones críticas que presenta el desarrollo del mismo, por las condiciones de la pendiente.

La capacidad de este canal es de 30 lts/seg, con solera de piedra, carpeta de hormigón simple y muros de hormigón ciclópeo con juntas de dilatación cada 5m.

CUADRO RESUMEN DE CANALES DEL SISTEMA N° 1

TRAMO		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA
1	2	7,15	48,23	41,080	0,003	0,030	0,350	0,150	0,053	0,571	0.35 x 0.25
2	3	48,23	260,00	211,770	0,002	0,030	0,350	0,175	0,061	0,490	0.35 x 0.25
4	5	260,00	520,00	260,000	0,002	0,030	0,350	0,175	0,061	0,490	0.35 x 0.25
5	6	520,00	720,00	200,000	0,002	0,030	0,350	0,174	0,061	0,493	0.35 x 0.25
6	7	720,00	900,00	180,000	0,002	0,030	0,350	0,174	0,061	0,493	0.35 x 0.25
7	8	900,00	1120,00	220,000	0,002	0,030	0,350	0,174	0,061	0,493	0.35 x 0.25
8	9	1120,00	1172,34	52,337	0,002	0,030	0,350	0,168	0,059	0,510	0.35 x 0.25
				1165,19							

Diseño de ocho compuertas metálicas para distribución a lo largo de la distribución, en cada compuerta se construirá un tramo de canal de L=5m.

SISTEMA N° 2.

En este sistema se plantea lo siguiente:

OBRA DE TOMA CON MURO DE APROXIMACIÓN Y CAPTACIÓN POR REJILLA DE FONDO.

Este tipo de obra de toma consiste en un pequeño muro de longitud de 7m, con canal de captación y conducción en una longitud de 4.25m de dimensión (0.3x0.3) provista de una rejilla en una longitud de 2m empotrada en un muro que sirve de protección al canal de salida o de arranque. Toda la estructura en su conjunto será construida de hormigón ciclópeo

Canal de conducción desde la toma hasta el desarenador en una longitud de 2.55m., dicho canal será con tapas de H°A°.

DESARENADOR.

Los componentes de este tipo de desarenador son: compuerta de admisión cámara de sedimentación compuertas de lavado

El desarenador cumple una función muy importante de sedimentar las partículas arrastradas por las crecidas de los ríos. El diseño del mismo se encuentra en el (anexo 3 sistema 2) y ver plano de detalles (ver plano 14).

CANAL DE CONDUCCIÓN.

El canal de conducción que nace en la misma obra de toma y corre paralelo al río por su margen izquierdo desarrollando longitud de 1036.79m. Este canal es de sección rectangular y adaptada a las condiciones críticas que presenta el desarrollo del mismo, por las condiciones de la pendiente.

La capacidad de este canal es de 30 lts/seg, con solera de piedra, carpeta de hormigón simple y muros de hormigón ciclópeo con juntas de dilatación cada 5m.

CUADRO RESUMEN DE CANALES DEL SISTEMA N° 2

TRAMO	PROGRESIVA	L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES		
1	2	4,36	21,42	17,058	0,004	0,017	0,300	0,110	0,033	0,515	0.30 x0.20	
2	3	21,42	260,00	238,580	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x0.20	
3	4	260,00	280,00	20,000	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x0.20	Canal con tapa H°A°
4	5	280,00	303,45	23,454	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x0.20	
5	6	303,45	317,84	14,391	0,002	0,017	0,300	0,100	0,030	0,567	0.30 x0.20	Canal con tapa H°A°
6	7	317,84	520,00	202,156	0,002	0,017	0,300	0,095	0,029	0,596	0.30 x0.20	
7	8	520,00	530,00	10,000	0,002	0,017	0,300	0,095	0,029	0,596	0.30 x0.20	Puente canal
8	9	530,00	848,94	318,940	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x0.20	
9	10	848,94	854,63	5,697								caída vertical
10	11	854,63	940,00	85,363	0,007	0,017	0,300	0,090	0,027	0,630	0.30 x0.20	
11	12	940,00	1004,07	64,079	0,012	0,017	0,300	0,070	0,021	0,810	0.30 x0.20	
12	13	1004,07	1056,85	52,773	0,007	0,017	0,300	0,090	0,027	0,630	0.30 x0.20	

CAÍDA VERTICAL

Para salvar desniveles fuertes se plantea la construcción de saltos verticales en progresiva (0+848.94 a 0+854.63)

PUENTE CANAL DE L=10m. (0+520.0 a 0+530.0)

Este tipo de estructura ha sido definida para depresiones para profundidades mayores a 1 m, estructura que consiste en canal de hormigón armado, apoyado sobre columnas de hormigón armado y zapatas de hormigón armado, con longitudes y alturas variables, mientras que en las depresiones menos profundas ($h < 1$ m) se ha definido la construcción de muros de relleno de mampostería de piedra bruta, sobre los cuales se emplazarán los canales de hormigón ciclópeo.

La separación entre las columnas se ha establecido en 5,00 m. entre ejes, la misma que posibilita el paso libre del agua por la depresión.

La sección del canal es rectangular, los muros laterales son de 0.15m. Y la losa de fondo es de 0.2 cm de espesor.

CANAL DE CONDUCCIÓN CON TAPAS DE H°A°

Se diseñara dos tramos de canal con tapas de H°A°, por pasar estos bajo el lecho de pequeñas quebradas, en longitud de 20m. En progresiva (0+260 a 0+280) y longitud de 14.39m. En progresiva (0+303.45 a 0+317.89) con dimensiones de (0.30x0.25).

COMPUERTAS DE DISTRIBUCIÓN

Diseño de 4 compuertas metálicas para distribución a lo largo de la distribución, en cada compuerta se construirá un tramo de canal de longitud de 5m., de H°C° y un tramo de zampeado de piedra de longitud 3m.

MUROS DE CONTENCIÓN

Diseño de muros de contención en una longitud total de 146.50m., en los siguientes progresivas (0+333 a 0+381), (0+415.85 a 0+423.85) y (0+907.89 a 0+997.89).

SISTEMA N° 3.

En este sistema se plantea lo siguiente:

OBRA DE TOMA CON MURO DE APROXIMACIÓN Y CAPTACIÓN POR REJILLA DE FONDO.

Este tipo de obra de toma consiste en un pequeño muro de longitud de 12m, con canal de captación y conducción en una longitud de 4.0m de dimensión (0.3x0.3) provista

de una rejilla en una longitud de 4m empotrada en un muro que sirve de protección al canal de salida o de arranque. Toda la estructura en su conjunto será construida de hormigón ciclópeo

Esta obra funcionara para los sistemas N° 3 y N° 4

Canal de conducción desde la toma hasta el desarenador en una longitud de 4.35m., para el Sistema N°3 y en una longitud de 2.55m., para el Sistema N° 4, dichos canales serán con tapas de H°A°.

DESARENADOR.

Los componentes de este tipo de desarenador son: compuerta de admisión cámara de sedimentación compuertas de lavado

El desarenador cumple una función muy importante de sedimentar las partículas arrastradas por las crecidas de los ríos. El diseño del mismo se encuentra en el (Anexo 3 sistema 3) y ver plano de detalles (ver plano 15).

CANAL DE CONDUCCIÓN.

El canal de conducción que nace en la misma obra de toma y corre paralelo al río por su margen derecho desarrollando longitud de 636.19 m. Este canal es de sección rectangular y adaptada a las condiciones críticas que presenta el desarrollo del mismo, por las condiciones de la pendiente.

La capacidad de este canal es de 30 lts/seg, con solera de piedra, carpeta de hormigón simple y muros de hormigón ciclópeo con juntas de dilatación cada 5m.

CUADRO RESUMEN DE CANALES DEL SISTEMA N° 3

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	5,92	23,41	17,490	0,005	0,019	0,300	0,100	0,030	0,633	0.30 x 0.20	
2	3	23,41	143,53	120,124	0,003	0,019	0,300	0,130	0,039	0,487	0.30 x 0.20	
3	4	143,53	220,00	76,467	0,004	0,019	0,300	0,120	0,036	0,528	0.30 x 0.20	
4	5	220,00	340,00	120,000	0,002	0,019	0,300	0,075	0,023	0,844	0.30 x 0.20	
5	6	340,00	360,00	20,000							0.30 x 0.20	Canal con tapa H°A°
6	7	360,00	642,11	282,110	0,002	0,019	0,300	0,140	0,042	0,452	0.30 x 0.20	

CANAL DE CONDUCCIÓN CON TAPAS DE H° A°

El canal será tapado también por su paso por las quebradas, para evitar el ingreso directo de sedimentos en la época de lluvias con tapas de H° A°, en una longitud de 20 m., con dimensiones de (0.30x0.20). Ubicado en progresiva (0+340 a 0+360)

COMPUERTAS DE DISTRIBUCIÓN

Diseño de 2 compuertas metálicas para distribución a lo largo de la distribución, en cada compuerta se construirá un tramo de canal de longitud de 5 m. de H°C° y un tramo de zampeado de piedra de longitud de 3m.

SISTEMA N° 4.

En este sistema se plantea lo siguiente:

Diseño de la obra de toma ya está definido en el sistema N° 3.

El canal de conducción desde la toma hasta el desarenador ya está definido en el sistema N° 3.

Diseño de un desarenador está también definido en el sistema N°3, con todos sus accesorios necesarios.

La distribución será por canal en una longitud de 1366.55 m con dimensiones (0.30 x 0.25), este canal será de H°C°.

CUADRO RESUMEN DE CANALES DEL SISTEMA N° 4

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	4,22	20,33	16,113	0,009	0,025	0,300	0,100	0,030	0,833	0.30 x 0.25	
2	3	20,33	160,00	139,667	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0.30 x 0.25	
3	4	160,00	580,00	420,000	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0.30 x 0.25	
4	5	580,00	901,78	321,780	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0.30 x 0.25	
5	6	901,78	916,78	15,000							0.30 x 0.25	Puente canal
6	7	916,78	1106,05	189,274	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0.30 x 0.25	
7	8	1106,05	1116,05	10,000							0.30 x 0.25	Puente canal
8	9	1116,05	1395,77	279,713	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0.30 x 0.25	

PUENTE CANAL DE L=10 m. (1+106.05 a 1+116.05)

Este tipo de estructura ha sido definida para depresiones para profundidades mayores a 1 m, estructura que consiste en canal de hormigón armado, apoyado sobre columnas de hormigón armado y zapatas de hormigón armado, con longitudes y alturas variables, mientras que en las depresiones menos profundas ($h < 1$ m) se ha

definido la construcción de muros de relleno de mampostería de piedra bruta, sobre los cuales se emplazarán los canales de hormigón ciclópeo.

La separación entre las columnas se ha establecido en 5,00 m. entre ejes, la misma que posibilita el paso libre del agua por la depresión.

La sección del canal es rectangular y variable, los muros laterales son de 0.15m. Y la losa de fondo es de 0.2 cm de espesor.

PUENTE CANAL DE L=15 m. (0+901.78 a 0+916.78)

Este tipo de estructura ha sido definida para depresiones para profundidades mayores a 1 m, estructura que consiste en canal de hormigón armado, apoyado sobre columnas de hormigón armado y zapatas de hormigón armado, con longitudes y alturas variables, mientras que en las depresiones menos profundas ($h < 1$ m) se ha definido la construcción de muros de relleno de mampostería de piedra bruta, sobre los cuales se emplazarán los canales de hormigón ciclópeo.

La separación entre las columnas se ha establecido en 7,00 m. entre ejes, la misma que posibilita el paso libre del agua por la depresión.

COMPUERTAS DE DISTRIBUCIÓN

Diseño de 12 compuertas metálicas para distribución a lo largo de la distribución, en cada compuerta se construirá un tramo de canal de longitud de 5m., de H^oC^o y un tramo de zampeado de piedra de longitud de 3m.

MUROS DE CONTENCIÓN

Diseño de muros de contención en una longitud total de 110.00 m., en progresivas (0+296.92 a 0+336.92) y (0+430 a 0+530).

SISTEMA N° 5.

En este sistema se plantea lo siguiente:

OBRA DE TOMA CON MURO DE APROXIMACIÓN Y CAPTACIÓN POR REJILLA DE FONDO.

Este tipo de obra de toma consiste en un pequeño muro de longitud de 8.0 m, con canal de captación y conducción en una longitud de 4.30 m de dimensión (0.3x0.3)

provista de una rejilla en una longitud de 2m empotrada en un muro que sirve de protección al canal de salida o de arranque. Toda la estructura en su conjunto será construida de hormigón ciclópeo

Canal de conducción desde la toma hasta el desarenador en una longitud de 2.30m., dicho canal será con tapas de H°A°.

DESARENADOR.

Los componentes de este tipo de desarenador son: compuerta de admisión cámara de sedimentación compuertas de lavado

El desarenador cumple una función muy importante de sedimentar las partículas arrastradas por las crecidas de los ríos. El diseño del mismo se encuentra en el (anexo 3 sistema 5) y ver plano de detalles (ver plano 16).

CANAL DE CONDUCCIÓN.

El canal de conducción que nace en la misma obra de toma y corre paralelo al río por su margen derecho desarrollando longitud de 878.84 m. Este canal es de sección rectangular y adaptada a las condiciones críticas que presenta el desarrollo del mismo, por las condiciones de la pendiente.

La capacidad de este canal es de 211ts/seg, con solera de piedra, carpeta de hormigón simple y muros de hormigón ciclópeo con juntas de dilatación cada 5m.

CUADRO RESUMEN DE CANALES DEL SISTEMA N° 5

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	4,44	29,80	25,365	0,005	0,021	0,300	0,110	0,033	0,636	0.30 x 0.25	
2	3	29,80	151,99	122,185	0,002	0,021	0,300	0,150	0,045	0,467	0.30 x 0.25	
3	4	151,99	159,64	7,652								Caida vertical
4	5	159,64	340,00	180,356	0,003	0,021	0,300	0,130	0,039	0,538	0.30 x 0.25	
5	6	340,00	541,70	201,704	0,002	0,021	0,300	0,150	0,045	0,467	0.30 x 0.25	
6	7	541,70	556,70	15,000							0.30 x 0.25	Puente canal
7	8	556,70	826,10	269,402	0,003	0,021	0,300	0,140	0,042	0,500	0.30 x 0.25	
8	9	826,10	856,10	30,000								Caida vertical
9	10	856,10	893,84	37,740	0,013	0,021	0,300	0,080	0,024	0,875	0.30 x 0.25	

CAÍDA VERTICAL

Para salvar desniveles fuertes se plantea el Diseño de saltos verticales en progresivas (0+151.99 a 0+159.64) y (0+826.10 a 0+856.10)

PUENTE CANAL DE L=15m. (0+541.70 a 0+556.70)

Este tipo de estructura ha sido definida para depresiones para profundidades mayores a 1 m, estructura que consiste en canal de hormigón armado, apoyado sobre columnas de hormigón armado y zapatas de hormigón armado, con longitudes y alturas variables, mientras que en las depresiones menos profundas ($h < 1$ m) se ha definido la construcción de muros de relleno de mampostería de piedra bruta, sobre los cuales se emplazarán los canales de hormigón ciclópeo.

La separación entre las columnas se ha establecido en 7,00 m. entre ejes, la misma que posibilita el paso libre del agua por la depresión.

La sección del canal es rectangular y variable, los muros laterales son de 0.15m. Y la losa de fondo es de 0.2 cm de espesor.

COMPUERTAS DE DISTRIBUCIÓN

Diseño de 5 compuertas metálicas para distribución a lo largo de la distribución, en cada compuerta se construirá un tramo de canal de longitud de 5m., de H°C° y un tramo de zampeado de piedra de longitud 3 m.

SISTEMA N° 6.

En este sistema se plantea lo siguiente:

OBRA DE TOMA CON MURO AZUD – TOMA LATERAL.

Este tipo de toma corresponde a un muro transversal de longitud de 6.0 m, al lecho del río construido íntegramente en hormigón ciclópeo, que cuenta con un muro lateral que permite captar el agua a través de una rejilla de (0.30x0.4) m. que sirve de protección de ingreso de material grueso de arrastre del río y una compuerta metálica para regular el ingreso de agua en la época de crecidas.

Canal de conducción desde la toma hasta el desarenador en una longitud de 6.20 m., dicho canal será con tapas de H°A°.

DESARENADOR.

Los componentes de este tipo de desarenador son: compuerta de admisión cámara de sedimentación compuertas de lavado

El desarenador cumple una función muy importante de sedimentar las partículas arrastradas por las crecidas de los ríos. El diseño del mismo se encuentra en el anexo 3 sistema 6 y ver plano de detalles (ver plano 16).

CANAL DE CONDUCCIÓN.

El canal de conducción que nace en la misma obra de toma y corre paralelo al río por su margen izquierdo desarrollando longitud de 946.05m. Este canal es de sección rectangular y adaptada a las condiciones críticas que presenta el desarrollo del mismo, por las condiciones de la pendiente.

La capacidad de este canal es de 30 lts/seg, con solera de piedra, carpeta de hormigón simple y muros de hormigón ciclópeo con juntas de dilatación cada 5m.

CUADRO RESUMEN DE CANALES DEL SISTEMA N° 6

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	3,72	40,00	36,280	0,003	0,030	0,300	0,180	0,054	0,556	0.30 x 0.25	
2	3	40,00	240,00	200,000	0,002	0,030	0,300	0,190	0,057	0,526	0.30 x 0.25	
3	4	240,00	432,33	192,327	0,003	0,030	0,300	0,180	0,054	0,556	0.30 x 0.25	
4	5	432,33	442,33	10,000							0.30 x 0.25	Puente canal
5	6	442,33	682,20	239,873	0,003	0,030	0,300	0,180	0,054	0,556	0.30 x 0.25	
6	7	682,20	689,40	7,200								Caida vertical
7	8	689,40	800,00	110,600	0,009	0,030	0,300	0,120	0,036	0,833	0.30 x 0.25	
8	9	800,00	949,77	149,770	0,009	0,030	0,300	0,068	0,020	1,471	0.30 x 0.25	

CAÍDA VERTICAL

Para salvar desniveles fuertes se plantea el diseño de saltos verticales en progresivas (0+682.20 a 0+689.40).

PUENTE CANAL DE L=10 m. (0+432.33 a 0+442.33)

Este tipo de estructura ha sido definida para depresiones para profundidades mayores a 1 m, estructura que consiste en canal de hormigón armado, apoyado sobre columnas de hormigón armado y zapatas de hormigón armado, con longitudes y alturas variables, mientras que en las depresiones menos profundas ($h < 1$ m) se ha definido la construcción de muros de relleno de mampostería de piedra bruta, sobre los cuales se emplazarán los canales de hormigón ciclópeo.

La separación entre las columnas se ha establecido en 5,00 m. entre ejes, la misma que posibilita el paso libre del agua por la depresión.

La sección del canal es rectangular y variable, los muros laterales son de 0.1m. y la losa de fondo es de 0.2 cm de espesor.

COMPUERTAS DE DISTRIBUCIÓN

Diseño de 7 compuertas metálicas para distribución a lo largo de la distribución, en cada compuerta se construirá un tramo de canal de longitud de 5m., de H°C° y un tramo de zampeado de piedra de longitud 3 m.

5.2 INFORMACIÓN BÁSICA PARA LAS OBRAS DE TOMA

OBRA DE TOMA CON MURO AZUD – TOMA LATERAL.

La topografía es adecuada para que se puedan emplazar la infraestructura de riego, porque el río es angosto, por lo que hace posible su emplazamiento.

La geología en el sitio de emplazamiento de la obra de toma es buena porque se tiene roca a flor de tierra, por lo que su estabilidad será buena.



La Hidrología se encuentra en este capítulo en párrafos anteriores, con las planillas suficientes para poder realizar los cálculos correspondientes.

Otro de los factores es su construcción demanda una inversión moderada, su operación requiere un mantenimiento mínimo y simple de reparar.

El azud está situado en el lecho del río y su función es la de elevar el nivel de agua para asegurar un tirante mínimo aguas arriba y permitir captar el agua necesario para el proyecto

En el recorrido se evidencio que en aguas arriba obras de las mismas características estaban funcionando en perfectas condiciones

OBRA DE TOMA CON MURO DE APROXIMACIÓN Y CAPTACIÓN POR REJILLA DE FONDO.

La topografía es adecuada para que se puedan emplazar la infraestructura de riego, porque el río es angosto, por lo que hace posible su emplazamiento.

La geología en el sitio de emplazamiento de la obra de toma es buena porque se tiene roca a flor de tierra, por lo que su estabilidad será buena.



La Hidrología se encuentra en este capítulo en párrafos anteriores, con las planillas suficientes para poder realizar los cálculos correspondientes.

Otro de los factores es su construcción demanda una inversión moderada, su operación requiere un mantenimiento mínimo y simple de reparar.

La pendiente del lecho del río está entre 3 y 4 % que mantiene el comportamiento hidráulico natural del río y evitar el ingreso de los sedimentos

5.3 INFORMACIÓN BÁSICA PARA CANALES Y OBRAS DE ARTE

Considerando la topografía, los accesos y la distancia a la comunidad beneficiaria facilita la operación de construcción y se pueden definir dos frentes de trabajo, con iguales actividades al mismo tiempo.

El acceso al canal es abierto, por lo que el transporte de materiales como ser cemento y otros a la zona de trabajo no representa dificultad alguna.

Las encuestas realizadas demuestran que la gente está distribuida a lo largo y ancho de toda la zona de proyecto lo que hace que las distancias para llegar a los canales por los comunarios, no son grandes y los turnos para realizar la operación y mantenimiento será llevada con toda normalidad.

La posición de los canales es estratégica por que el canal cubre el área apropiada beneficiando a un 95% de habitantes de la zona. Generalmente las parcelas se encuentran a un solo lado de cada canal por lo que las compuertas de distribución se encuentra también en el mismo lado, identificando el lado izquierdo como predominante en las distribución de agua, considerando a la dirección del flujo de agua como eje referencial.

Topografía

La topografía se realizó con un levantamiento considerando en primer lugar el alineamiento del canal actual, se verificaron que estos están con las pendientes adecuadas y sus variantes son pocas, por lo que se definió realizar una levantamiento taquimétrico de planta con una franja de 5 metros a cada lado, luego en gabinete se dibujaron los perfiles y se trazó la nueva rasante que oscila entre el 1‰ a 6,5‰, donde esta última se presenta en un tramo pequeño.

Geología

Geológicamente el terreno no tiene problemas ya que los canales se encuentran sobre terreno con pendiente moderada y no existe el peligro de tener deslizamientos ni problema de taludes. Este sector corresponde al adovícico(areniscas, limolitas y lutitas) y también pertenece a Valle Aluviales y Colivio-Aluviales del cuaternario,

quizás un factor fundamental de pérdida de agua es considerando la permeabilidad de los mismos.

5.4 DISEÑOS HIDRÁULICOS Y ESTRUCTURALES

Todas las estructuras fueron diseñadas considerando datos de precipitaciones para el cálculo de los caudales, tal como se indicó en los estudios de hidrología, pero vale la pena mostrar los diseños de todas las obras que participan y serán emplazadas en el proyecto.

5.4.1 DISEÑOS Y CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LAS OBRAS DE TOMA

SISTEMA N° 1.

DISEÑO HIDRÁULICO DEL AZUD DERIVADOR

La fundación es sobre roca, la socavación es mínima, afecta a las arenas que se depositan sobre la roca

Teniendo los siguientes datos:

$$Q_{\text{máx.}} = 292,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 14,2 \text{ m} \text{ ancho del río}$$

$$\text{Fórmula de LACEY} \quad D_s = 1.35 \left(\frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{Donde:} \quad f = 15 \text{ (factor de Lacey)}$$

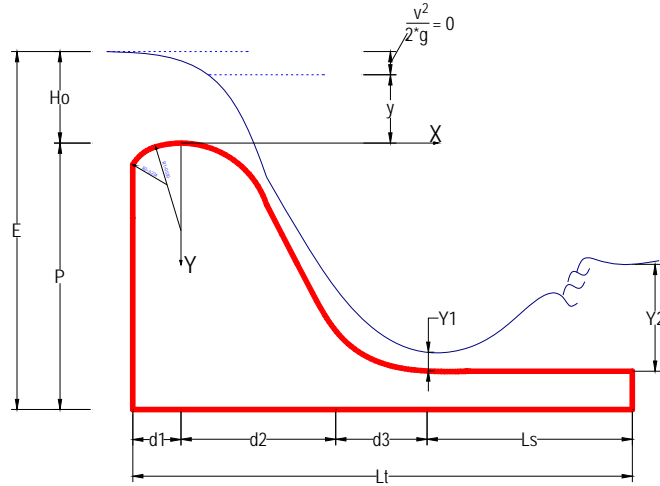
La base del río B: 15.5 m se lo saca de la gráfica para el tirante máximo:

$$q = \frac{Q_{\text{max}}}{B} = \frac{292,6}{14,2} \rightarrow 20,6 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Entonces=} \quad D_s = 1.35 \left(\frac{20,6^2}{15,0} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$D_s = 0,004 \text{ m}$ lo que significa que no hay socavación

CARACTERÍSTICAS DEL VERTEDERO:



$Q= 292,6 \text{ m}^3/\text{s}$ caudal máximo

$B=14,2 \text{ m}$ ancho del río adoptamos para el cálculo del vertedero

$f=15,0 \text{ adm}$ factor de lacey obtenido de tablas para el tipo de suelo (pedrones y piedras)

$P=1,6 \text{ m}$ paramento del vertedero

$q=20,61 \text{ m}^3/\text{s}*\text{m}$ caudal unitario

CÁLCULO DE H_o (CARGA SOBRE LA CRESTA DEL AZUD)

$$Y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$Y_c = \left(\frac{20,61^2}{9,81} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$Y_c = 3,511 \text{ m}$$

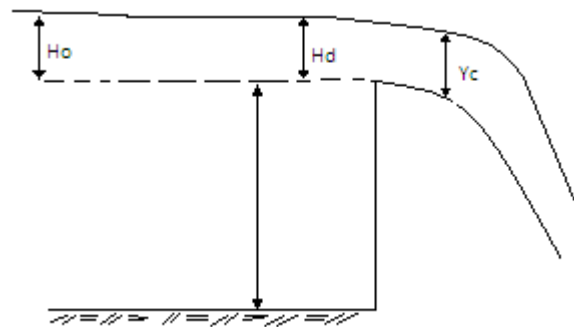
$$1.33Y_c \leq H_o \leq 1.5Y_c$$

En base a esto

$$H_o = 1.33 * Y_c$$

$$H_o = 1.33 * 3,511$$

$$H_o = 4,67 \text{ m}$$



COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CRESTAS DE CIMACIO (C)

Se determina con la siguiente expresión:

$$\frac{P}{H_o} = 0,343$$

$$(1) \quad C = -2.025 * \left(\frac{P}{H_o}\right)^2 + 1.8 * \left(\frac{P}{H_o}\right) + 1.704 \quad \text{Para:} \quad 0 \leq \frac{P}{H_o} < 0.50$$

$$(2) \quad C = -0.034 * \left(\frac{P}{H_o}\right)^2 + 0.145 * \left(\frac{P}{H_o}\right) + 2.031 \quad \text{Para:} \quad 0.60 \leq \frac{P}{H_o} < 2.50$$

$$(3) \quad C = 2.18 \quad \text{Para:} \quad \frac{P}{H_o} \geq 2.50$$

Aplicando la formula (1) $C = 1,60$

VERIFICACIÓN DE CAUDAL:

$$Q_u = C * B * H_o^{\frac{3}{2}} \quad \text{entonces:} \quad Q = 229,71 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{revisar características No}$$

Si no cumple se ajusta $C=2,1$ entonces: $Q = 300,91 \text{ m}^3/\text{s}$ es mayor que $292,6 \text{ m}^3/\text{s}$
ok

CÁLCULO DE LA ALTURA DE CARGA SIN CONSIDERAR LA CARGA DE VELOCIDAD (Hd)

CÁLCULO DE H_o (Carga sobre la cresta del azud)

$$H_o = 4,67 \text{ objetivo}$$

Sacamos ahora H_d

$$H_o = H_d + \frac{v^2}{2g} \quad v = \frac{Q_{\max}}{A} \quad H_o = H_d + \frac{1}{2g} * \left(\frac{Q_{\max}}{B(P + H_d)}\right)^2$$

Donde $V =$ velocidad de flujo aproximado.

$$4,67 = H_d + \frac{Q_{\max}^2}{b * (1.6 + H_d)^2 * 2 * 9.81}$$

$H_d = 0,75 \text{ m}$ (iterando)

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DEL VERTEDERO:

Trabajamos con la fórmula:

$$X^n = K * H_j^{n-1} * y \quad (\text{Perfil tipo Creger})$$

Donde tenemos las formulas y reemplazamos Hd=0,75

$$X_c = 0.283 * Hd \quad \text{-----} \quad X_c = 0,2122 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.126 * Hd \quad \text{-----} \quad Y_c = 0,0945 \text{ m}$$

$$R1 = 0.530 * 0,75 \quad \text{-----} \quad R1 = 0,3973 \text{ m}$$

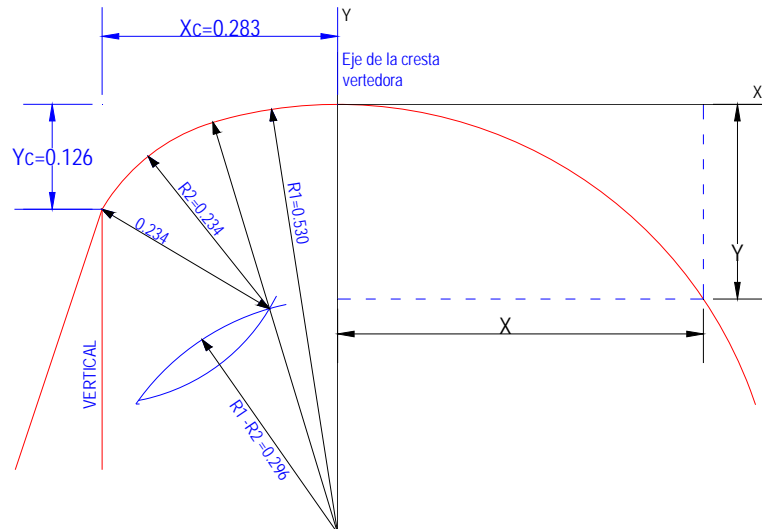
$$R2 = 0.234 * 0,75 \quad \text{-----} \quad R2 = 0,1754 \text{ m}$$

$$R1 - R2 = 0.296 * 0,75 \quad \text{-----} \quad R1 - R2 = 0,2219 \text{ m}$$

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 * Hd^{0.85}}$$

Despejando x

$$x = \sqrt[1.85]{\frac{2 * y * Hd^{0.85}}{1}}$$



Geometría del perfil aguas arriba de la cresta vertedera para un paramento vertical o con talud 1:3

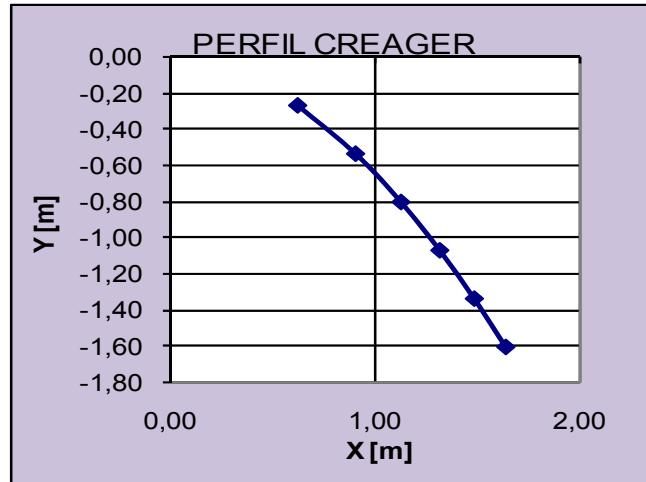
COORDENADAS DEL VERTEDERO TIPO CREAGUER:

Nº de puntos = 6

$$\text{Delta } Y = -0,27 \quad y = \frac{x^{1.85}}{2 * Hd^{0.85}}$$

Hasta $Y=P$

Y	X
-0,27	0,62
-0,53	0,91
-0,80	1,13
-1,07	1,32
-1,33	1,49
-1,60	1,64



$$P = 1,60 = X_p \quad d_2 = 1,49$$

Aguas debajo de la presa

La cimentación es todo sobre roca por lo que no requiere colchón amortiguador, por seguridad la fundación será de 0,5 metros en roca

CÁLCULO DE LA BOCATOMA – OBRA TOMA LATERAL COMO ORIFICIO.

Datos:

$$Q = 30 \text{ L/s}$$

$$c = 1,5 \text{ (mayoración de 1,5-2)}$$

$$k = 0,9 \text{ barras circulares}$$

$$V_a = 0,6 \text{ (0,6-1 m/s)}$$

Sección de flujo

$$A_f = \frac{c * Q}{K * V_a} \rightarrow 0,083 \text{ m}^2 \text{ sección efectiva}$$

Con A_f se adopta dimensiones iniciales:

$$I = 0,3 \text{ m.}$$

$$L = 0,28 \text{ m.}$$

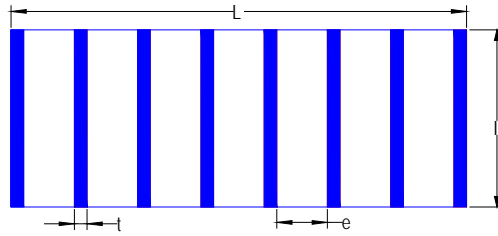
$$e = 2,0 \text{ cm.} \quad A_f / I \quad \text{espaciamiento: 2 a 2,5 cm.}$$

$$N^{\circ} \text{aberturas} = \frac{L}{e} \rightarrow 13,89 \text{ espaciamento}$$

N° aberturas 14,00 (redondear al entero próximo superior)

$$n \text{ numero de barras} = N^{\circ} \text{aberturas} - 1 \rightarrow 13 \text{ barras}$$

$$t = 12 \text{ mm.}$$



Se recomienda sección rectangular con la base mayor horizontal

$$L_t = N^{\circ} \text{aberturas} * e + n * t \rightarrow 0,37 \text{ m}$$

$$I = 0,30 \text{ m.}$$

$$A_t = A_s + A_f \rightarrow 0,111 \text{ m}^2$$

Verificamos:

$$A_s = n * t * I \rightarrow 0,0468 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0,130 \text{ m}^2 \rightarrow \text{cumple (área total)}$$

Dimensiones finales:

$$I = 0,30 \text{ m lado menor}$$

$$L = 0,40 \text{ m lado mayor horizontal}$$

$$e = 2,2 \text{ cm. Espaciamento entre barras (2 a 2,5 cm.)}$$

SISTEMA N° 2.

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA

Para caudales menores o iguales a 40 L/s

DATOS:

- $Q_c = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal a captar
- $Q_{\text{máx}} = 292,6 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal max
- $Q_{\text{min}} = 0,0328 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal min
- $Q_{\text{med}} = 2,18 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal medio
- $L_1 = 2,00 \text{ m.}$ Longitud del canal de captación
- $L = 2,00 \text{ m.}$ Longitud canal con rejilla

DIMENSIONAMIENTO DEL VERTEDERO MENOR

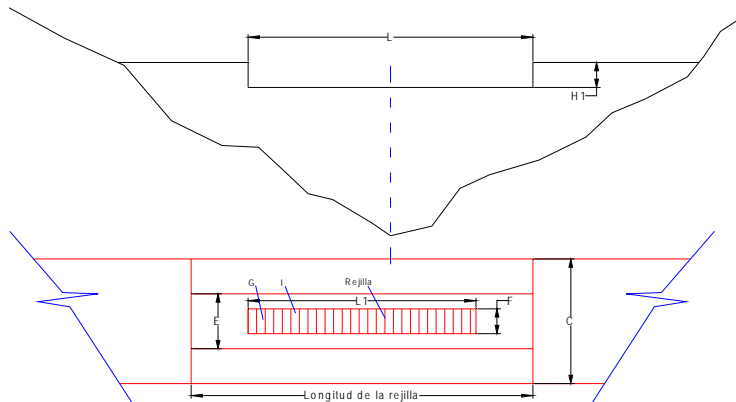
$$H_1 = \left(\frac{Q_c}{1,84 * L_1} \right)^{\frac{2}{3}} \quad V_1 = \frac{Q_c}{H_1 * L_1}$$

$Q_c = 1,84 * L_1 * (H_1)^{\frac{2}{3}}$ Ecuación de francis

H1 [m]	V1 [m/s]	H1 final [cm]	L1 [m]	Q1 [m³/s]	Verificación [m³/s]
0,03	0,31	30	2,00	0,605	Ok

CÁLCULO DE LA CARGA DE DISEÑO:

$Q = Cd * A * \sqrt{2 * g * H}$ Ecuación del orificio $H_{\text{min}} = \left(\frac{Q_{\text{min}}}{1,84 * L_1} \right)^{\frac{2}{3}}$



CÁLCULO DEL ÁREA DE CAPTACIÓN:

$$A_c = \frac{Q_c}{C_d * \sqrt{2 * g * H}}$$

$C_d = 0,27$

Ac (m ²)	Ancho corona (m)	b rejilla (m)	L neta rejilla (m)
0,480	0,66	0,30	2,00

Largo de la rejilla $G = 2,00$ m.

Espacio entre barras $I = 5,00$ m

Ancho de la rejilla $F = 0,30$ m.

A esp. Parcial [cm ²]	Espacios [N ^o]	Rejas [N ^o]	L neta rejilla [m]	Verificación L _{neto} < Ancho rej.
150,00	32	31	2,22	Aum. G

RESULTADOS:

Longitud rejilla $L = 2,00$ m.

Ancho rejilla $b = 0,30$ m.


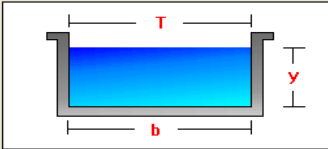
Espaciamiento $e = 5,00$ m.

Canal de captación $L_1 = 2,00$ m.

Altura de canal $h_1 = 0,30$ m.

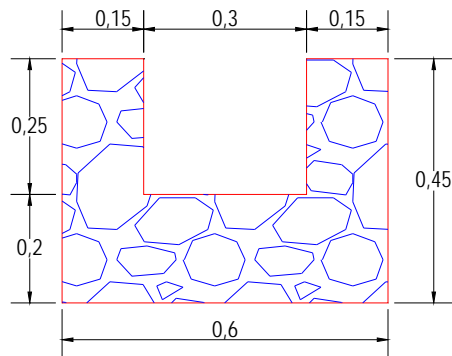
Comprobaciones hidráulicas del canal de recolección

Programa H CANALES

Lugar: <input type="text" value="TARIJA"/>	Proyecto: <input type="text" value="RIEGO PUCUPAMPA"/>		
Tramo: <input type="text" value="TOMAYAPO SIST. 2"/>	Revestimiento: <input type="text" value="HORMIGON"/>		
Datos:			
Caudal (Q): <input type="text" value="0.017"/>	<input type="text" value="m3/s"/>		
Ancho de solera (b): <input type="text" value="0.3"/>	<input type="text" value="m"/>		
Talud (Z): <input type="text" value="0"/>			
Rugosidad (n): <input type="text" value="0.018"/>			
Pendiente (S): <input type="text" value="0.01"/>	<input type="text" value="m/m"/>		
Resultados:			
Tirante normal (y): <input type="text" value="0.0751"/>	<input type="text" value="m"/>	Perímetro (p): <input type="text" value="0.4502"/>	<input type="text" value="m"/>
Area hidráulica (A): <input type="text" value="0.0225"/>	<input type="text" value="m2"/>	Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.0500"/>	<input type="text" value="m"/>
Espejo de agua (T): <input type="text" value="0.3000"/>	<input type="text" value="m"/>	Velocidad (v): <input type="text" value="0.7545"/>	<input type="text" value="m/s"/>
Número de Froude (F): <input type="text" value="0.8790"/>		Energía específica (E): <input type="text" value="0.1041"/>	<input type="text" value="m-Kg/Kg"/>
Tipo de flujo: <input type="text" value="Subcrítico"/>			

Cumple sin problemas

Las dimensiones adoptadas son:



SISTEMA N° 3-4.

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA

Para caudales menores o iguales a 40 L/s

DATOS:

$Q_c = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal a captar

$Q_{\text{máx}} = 290,61 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal max

$Q_{\text{min}} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal min

$Q_{\text{med}} = 2,18 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal media

$L_1 = 2,00 \text{ m}$. Longitud del canal de captación a cada lado

$L = 2,00 \text{ m}$. Longitud canal con rejilla a cada lado

DIMENSIONAMIENTO DEL VERTEDERO MENOR

$$H_1 = \left(\frac{Q_c}{1,84 * L_1} \right)^{\frac{2}{3}} \quad V_1 = \frac{Q_c}{H_1 * L_1}$$

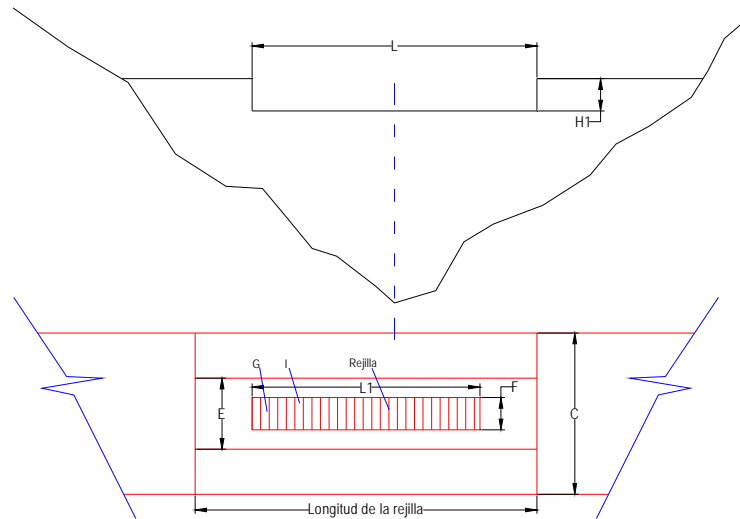
$$Q_c = 1,84 * L_1 * (H_1)^{\frac{2}{3}} \text{ Ecuación de francis}$$

H1 [m]	V1 [m/s]	H1 final [cm]	L1 [m]	Q1 [m³/s]	Verificación [m³/s]
0,03	36,63	10	2,00	0,116	Ok

CÁLCULO DE LA CARGA DE DISEÑO:

$$Q = Cd * A * \sqrt{2 * g * H} \quad \text{Ecuación del orificio} \quad H_{min} = \left(\frac{Q_{min}}{1,84 * L_1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Hd [m]	Hmin [m]	Verificación Hd<Hmin
0,030	0,04	Ok



CÁLCULO DEL ÁREA DE CAPTACIÓN:

$$Ac = \frac{Qc}{Cd * \sqrt{2 * g * H}} \quad Cd = 0,27$$

Ac [m ²]	Ancho corona [m]	b rejilla [m]	L neta rejilla [m]
0,533	0,66	0,30	2,18

Largo de la rejilla $G = 4,00$ m.

Espacio entre barras $I = 5,00$ m

Ancho de la rejilla $F = 0,30$ m.

A esp. Parcial [cm ²]	Espacios [N°]	Rejas [N°]	L neta rejilla [m]	Verificación Lneto<Ancho rej.
150,00	36	35	2,00	Ok

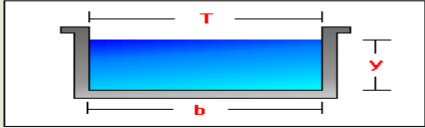
RESULTADOS:

Longitud rejilla $L = 4,00$ m.

Ancho rejilla $b = 0,30$ m.
 Espaciamiento $e = 5,00$ m.
 Canal de captación $L_1 = 2,00$ m.
 Altura de canal $h_1 = 0,30$ m.

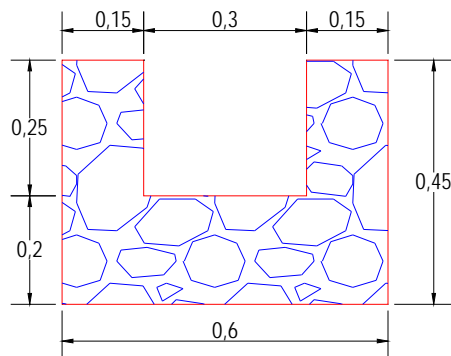
Comprobaciones hidráulicas del canal de recolección

Programa H CANALES

Lugar: TARIJA	Proyecto: RIEGO PUCUPAMPA	Calculadora	
Tramo: AYAPO SIST. 3 y 4	Revestimiento: HORMIGON		
Datos:			
Caudal (Q):	0.019 m3/s		
Ancho de solera (b):	0.3 m		
Talud (Z):	0		
Rugosidad (n):	0.018		
Pendiente (S):	0.01 m/m		
			
Resultados:			
Tirante normal (y):	0.0811 m	Perímetro (p): 0.4623 m	
Area hidráulica (A):	0.0243 m2	Radio hidráulico (R): 0.0527 m	
Espejo de agua (T):	0.3000 m	Velocidad (v): 0.7805 m/s	
Número de Froude (F):	0.8748	Energía específica (E): 0.1122 m-Kg/Kg	
Tipo de flujo:	Subcrítico		
Ejecutar	Limpiar Pantalla	Imprimir	Menú Principal

Cumple sin problemas

Las dimensiones adoptadas son:



SISTEMA N° 5.

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA

Para caudales menores o iguales a 40L/s

DATOS:

$Q_c = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal a captar
 $Q_{\text{máx}} = 0,52 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal max
 $Q_{\text{min}} = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal min
 $Q_{\text{med}} = 0,35 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal medio
 $L_1 = 2,00 \text{ m}$. Longitud del canal de captación
 $L = 2,00 \text{ m}$. Longitud canal con rejilla

DIMENSIONAMIENTO DEL VERTEDERO MENOR

$$H_1 = \left(\frac{Q_c}{1,84 * L_1} \right)^{\frac{2}{3}} \quad V_1 = \frac{Q_c}{H_1 * L_1}$$

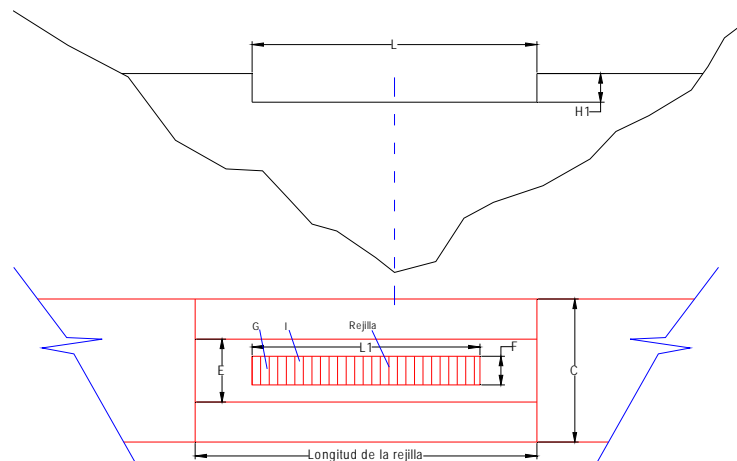
$$Q_c = 1,84 * L_1 * (H_1)^{\frac{2}{3}} \text{ Ecuación de francis}$$

H1	V1	H1 final	L1	Q1	Verificación
[m]	[m/s]	[cm]	[m]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
0,03	5,55	10	2,00	0,116	Ok

CÁLCULO DE LA CARGA DE DISEÑO:

Hd	Hmin	Verificación
[m]	[m]	Hd < Hmin
0,032	0,04	Ok

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * H} \quad \text{Ecuación del orificio} \quad H_{\text{min}} = \left(\frac{Q_{\text{min}}}{1,84 * L_1} \right)^{\frac{2}{3}}$$



CÁLCULO DEL ÁREA DE CAPTACIÓN:

$$Ac = \frac{Q_c}{Cd \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}} \quad Cd = 0,27$$

Ac (m ²)	Ancho corona (m)	b rejilla (m)	L neta rejilla (m)
0,480	0,66	0,30	2,00

Largo de la rejilla $G = 2,00$ m.

Espacio entre barras $I = 7,50$ m

Ancho de la rejilla $F = 0,30$ m.

A esp. Parcial	Espacios	Rejas	L neta rejilla	Verificación
[cm ²]	[N°]	[N°]	[m]	L _{neto} < Ancho rej.
225,00	21	20	1,98	Ok

RESULTADOS:

Longitud rejilla $L = 2,00$ m.

Ancho rejilla $b = 0,30$ m.

Espaciamiento $e = 7,50$ m.

Canal de captación $L_1 = 2,00$ m.

Altura de canal $h_1 = 0,10$ m.

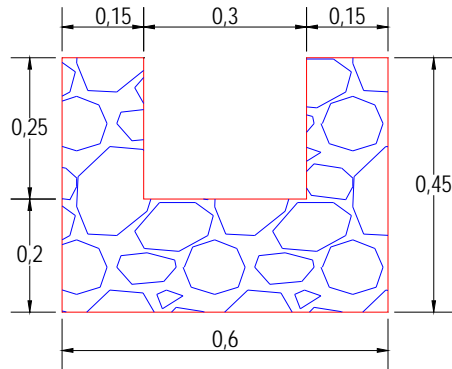
Comprobaciones hidráulicas del canal de recolección

Programa H CANALES

Lugar: TARIJA	Proyecto: RIEGO PUCUPAMPA		
Tramo: AYAPO SIST. 5	Revestimiento: HORMIGON	Calculadora	
Datos:			
Caudal (Q):	0.021 m ³ /s		
Ancho de solera (b):	0.3 m		
Talud (Z):	0		
Rugosidad (n):	0.018		
Pendiente (S):	0.01 m/m		
Resultados:			
Tirante normal (y):	0.0870 m	Perímetro (p):	0.4741 m
Area hidráulica (A):	0.0261 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0551 m
Espejo de agua (T):	0.3000 m	Velocidad (v):	0.8042 m/s
Número de Froude (F):	0.8703	Energía específica (E):	0.1200 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Cumple sin problemas

Las dimensiones adoptadas son:



SISTEMA N°6.

DISEÑO HIDRÁULICO DEL AZUD DERIVADOR

La fundación es sobre roca, la socavación es mínima, afecta a las arenas que se depositan sobre la roca

Teniendo los siguientes datos:

$$Q_{\max} = 292,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 14,2 \text{ m} \text{ ancho del río}$$

$$\text{Fórmula de LACEY} \quad D_s = 1,35 \left(\frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{Donde:} \quad f = 15 \text{ (factor de lacey)}$$

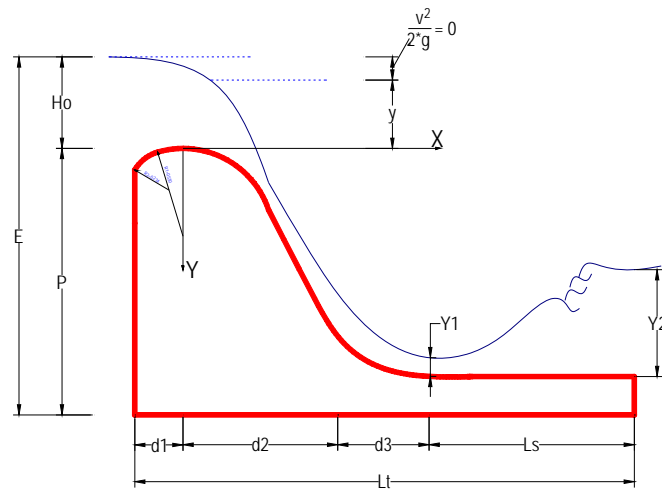
La base del río B: 15.5m se lo saca de la grafica para el tirante máximo:

$$q = \frac{Q_{\max}}{B} \rightarrow \frac{292,6}{14,2} = 20,6 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Entonces=} \quad D_s = 1,35 \left(\frac{20,6^2}{15,0} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$D_s = 0,004 \text{ m}$ lo que significa que no hay socavación

CARACTERÍSTICAS DEL VERTEDERO:



$Q = 292,6 \text{ m}^3/\text{s}$ caudal máximo

$B = 14,2 \text{ m}$ ancho del río adoptamos para el cálculo del vertedero

$f = 15,0 \text{ adm}$ factor de lacey obtenido de tablas para el tipo de suelo (pedrones y piedras)

$P = 1,6 \text{ m}$ paramento del vertedero

$q = 20,61 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ caudal unitario

CÁLCULO DE H_0 (CARGA SOBRE LA CRESTA DEL AZUD)

$$Y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$Y_c = \left(\frac{20,61^2}{9,81} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$Y_c = 3,511 \text{ m}$$

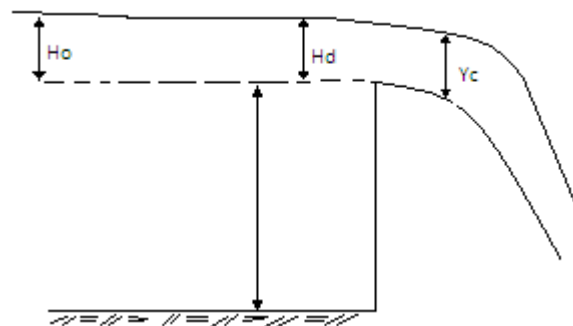
$$1,33 Y_c \leq H_0 \leq 1,5 Y_c$$

En base a esto

$$H_0 = 1,33 \cdot Y_c$$

$$H_0 = 1,33 \cdot 3,511$$

$$H_0 = 4,67 \text{ m}$$



COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CRESTAS DE CIMACIO (C)

Se determina con la siguiente expresión:

$$\frac{P}{H_o} = 0,343$$

$$(1) \quad C = -2.025 * \left(\frac{P}{H_o}\right)^2 + 1.8 * \left(\frac{P}{H_o}\right) + 1.704 \quad \text{Para:} \quad 0 \leq \frac{P}{H_o} < 0.50$$

$$(2) \quad C = -0.034 * \left(\frac{P}{H_o}\right)^2 + 0.145 * \left(\frac{P}{H_o}\right) + 2.031 \quad \text{Para:} \quad 0.60 \leq \frac{P}{H_o} < 2.50$$

$$(3) \quad C = 2.18 \quad \text{Para:} \quad \frac{P}{H_o} \geq 2.50$$

Aplicando la formula (1) $C = 1,60$

VERIFICACIÓN DE CAUDAL:

$$Q_u = C * B * H_o^{\frac{3}{2}} \quad \text{entonces:} \quad Q = 229,71 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{revisar características No}$$

Si no cumple se ajusta $C=2,1$ entonces: $Q = 300,91 \text{ m}^3/\text{s}$ es mayor que $292,6 \text{ m}^3/\text{s}$
ok

CÁLCULO DE LA ALTURA DE CARGA SIN CONSIDERAR LA CARGA DE VELOCIDAD (Hd)

CÁLCULO DE H_o (Carga sobre la cresta del azud)

$$H_o = 4,67 \text{ objetivo}$$

Sacamos ahora H_d

$$H_o = H_d + \frac{v^2}{2g} \quad v = \frac{Q_{\max}}{A} \quad H_o = H_d + \frac{1}{2g} * \left(\frac{Q_{\max}}{B(P + H_d)}\right)^2$$

Donde $V =$ velocidad de flujo aproximado.

$$4,67 = H_d + \frac{Q_{\max}^2}{b * (1.6 + H_d)^2 * 2 * 9.81}$$

$H_d = 0,75 \text{ m}$ (iterando)

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DEL VERTEDERO:

Trabajamos con la fórmula:

$$X^n = K * H_j^{n-1} * y \quad (\text{Perfil tipo Creger})$$

Donde tenemos las fórmulas y reemplazamos $H_d=0,75$

$$X_c = 0.283 * H_d \text{ ----- } X_c = 0,2122 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.126 * H_d \text{ ----- } Y_c = 0,0945 \text{ m}$$

$$R1 = 0.530 * 0,75 \text{ ----- } R1 = 0,3973 \text{ m}$$

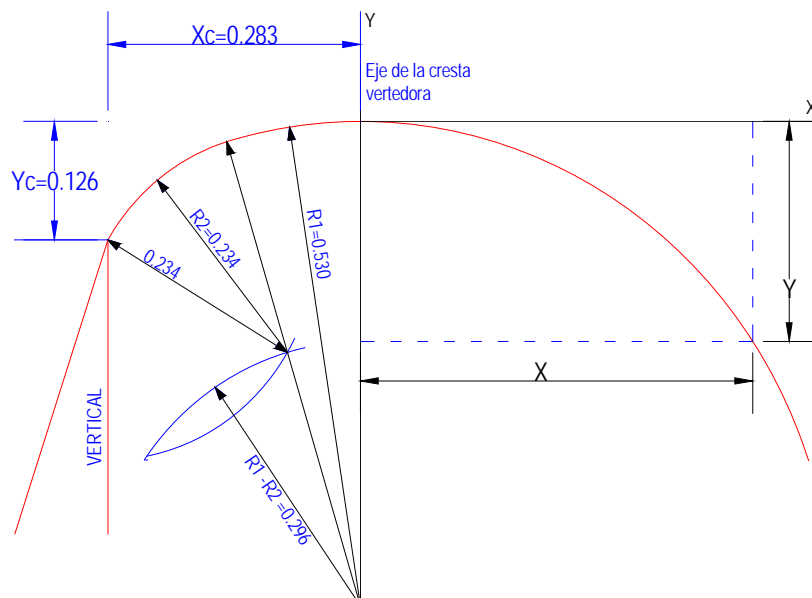
$$R2 = 0.234 * 0,75 \text{ ----- } R2 = 0,1754 \text{ m}$$

$$R1 - R2 = 0.296 * 0,75 \text{ ----- } R1 - R2 = 0,2219 \text{ m}$$

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 * H_d^{0.85}}$$

Despejando x

$$x = \sqrt[1.85]{\frac{2 * y * H_d^{0.85}}{1}}$$



Geometría del perfil aguas arriba de la cresta vertedera para un paramento vertical o con talud 1:3

COORDENADAS DEL VERTEDERO TIPO CREAGUER:

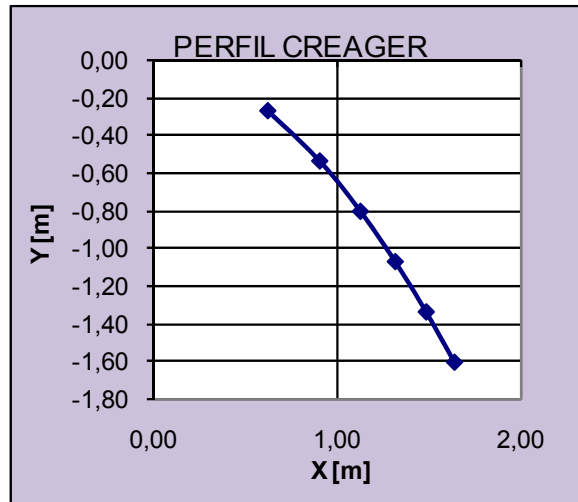
Nº de puntos = 6

Delta Y=-0,27

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 * Hd^{0.85}}$$

Hasta Y=P

Y	X
-0,27	0,62
-0,53	0,91
-0,80	1,13
-1,07	1,32
-1,33	1,49
-1,60	1,64



P = 1,60 = Xp d2 = 1,49

Aguas debajo de la presa

La cimentación es todo sobre roca por lo que no requiere colchón amortiguador, por seguridad la fundación será de 0,5 metros en roca

CÁLCULO DE LA BOCATOMA – OBRA TOMA LATERAL COMO ORIFICIO.

Datos:

Q= 30 L/s

c= 1,5 (mayoración de 1,5-2)

k= 0,9 barras circulares

Va= 0,6 (0,6-1 m/s)

Sección de flujo

$$A_f = \frac{c * Q}{K * V_a} \rightarrow 0,083 \text{ m}^2 \text{ sección efectiva}$$

Con A_f se adopta dimensiones iniciales:

$$I = 0,3 \text{ m.}$$

$$L = 0,28 \text{ m.}$$

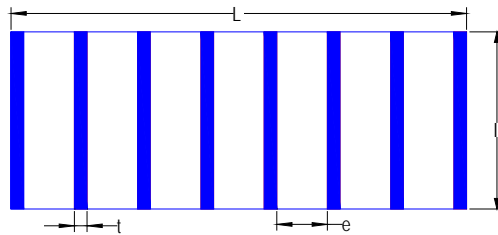
$$e = 2,5 \text{ cm.} \quad A_f / I \quad \text{espaciamiento: 2 a 2,5 cm.}$$

$$N^{\circ} \text{aberturas} = \frac{L}{e} \rightarrow 9,52 \text{ espaciamento}$$

N° aberturas 11,00 (redondear al entero próximo superior)

$$n \text{ numero de barras} = N^{\circ} \text{aberturas} - 1 \rightarrow 10 \text{ barras}$$

$$t = 16 \text{ mm.}$$



Se recomienda sección rectangular con la base mayor horizontal

$$L_t = N^{\circ} \text{aberturas} * e + n * t \rightarrow 0,44 \text{ m}$$

$$I = 0,35 \text{ m.}$$

$$A_t = A_s + A_f \rightarrow 0,152 \text{ m}^2$$

Verificamos:

$$A_s = n * t * I \rightarrow 0,0560 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0,139 \text{ m}^2 \rightarrow \text{cumple (área total)}$$

Dimensiones finales:

$$I = 0,35 \text{ m lado menor}$$

$$L = 0,44 \text{ m lado mayor horizontal}$$

$$e = 2,5 \text{ cm. Espaciamento entre barras (2 a 2,5 cm.)}$$

5.4.2 DISEÑO DEL DESARENADOR:

El desarenador estará ubicado inmediatamente después de la salida de la obra de toma y se conectará con el canal mediante una cámara de salida.

Básicamente el diseño de un desarenador de flujo horizontal como en nuestro caso se realiza en base a la teoría de sedimentación, tomando en cuenta las limitaciones de las formulas teóricas y los factores que en la práctica influyen en los resultados obtenidos. Los datos para el diseño son: gasto de aducción, temperatura y viscosidad del agua, tamaño de las partículas a remover y concentración del sedimento en la fuente.

Aunque lo normal e indispensable es utilizar este tipo de dispositivos en obras de captación superficial, consideramos importante utilizarlo para fines de obtener el agua con la menor turbiedad posible.

Debido a que los caudales de diseño de los 6 sistemas son poco variables se dimensiono un desarenador tipo con el máximo caudal.

DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR

$Q_d = 30,000 \text{ l/s}$ Caudal de diseño

$Q_d = 0,0300 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal de diseño

$B = 0,15 \text{ m}$ ancho de la conducción de entrada

$Z = 1$

$D = 0,25 \text{ mm}$ diámetro de la partícula

CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LAS PARTÍCULAS A SEDIMENTAR

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partículas, es decir, que se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse, por ejemplo el valor de diámetro máximo de partícula normalmente admitido para plantas hidroeléctricas es de 0.25 mm. En los sistemas de riego generalmente se acepta hasta diámetros de 0.5 mm. $d = 0,2 \text{ (mm)}$

CÁLCULO DE VELOCIDADES DE FLUJO (HORIZONTAL)

La velocidad en un desarenador se considera lenta cuando está comprendida entre 0,1 a 0,60 m/s.

La elección puede ser arbitraria o puede realizarse utilizando la fórmula de camp.

$$V = a * \sqrt{d}$$

Donde:

$$d = \text{diámetro en mm} = 0,2$$

$$a = \text{constante en función al diámetro} = 44$$

a	d (mm)
51	< 0,1
44	0,1 - 1
36	> 1

$$Vd = 19,68 \text{ cm/s}$$

$$Vd = 0,20 \text{ m/s}$$

ANCHO DE LA CÁMARA:

$$B = 0,65 \text{ m}$$

Adoptamos este valor para efectos de limpieza e instalación de tubería de limpieza y rebalse.

ALTURA DE LA CÁMARA:

$$Qd = 0.030 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Vd = 0,197 \text{ m/s}$$

$$B = 0,650 \text{ m}$$

$$H = \frac{Q}{Vd * B}$$

$$\text{Altura calculada } H = 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Se recomienda } 0,8 \leq B/H \leq 1$$

$$B/H = 2,77 \text{ No cumple}$$

$$\text{Adoptamos a partir de } B/H = 1 \quad H = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{Comprobamos nuevamente} \quad B/H = 0,93 \text{ Cumple}$$

CÁLCULO DEL NÚMERO DE REYNOLDS

$$B = 0,65 \text{ m}$$

$$H = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{ÁREA} = 0,46 \text{ m}^2$$

$$\text{PERÍMETRO} = 2,05 \text{ m}$$

$$RH = 0,22 \text{ m}$$

$$vd = 0,0659 \text{ m/s}$$

$$\text{visc. cinem.} = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Reynolds} = 14634 \text{ turbulento}$$

CÁLCULO DE VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN

Para este aspecto existen varias fórmulas empíricas, tablas y monogramas, algunas de las cuales considera:

Peso específico del material a sedimentar: $\rho_s \text{ gr/cm}^3$ (medible)

Peso específico del agua turbia: $\rho_w \text{ gr/cm}^3$ (medible)

PREPARADA POR ARKHANGELSK

D(mm)	Vs(cm/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
1.00	9.440
3.00	19.25
5.00	24.90

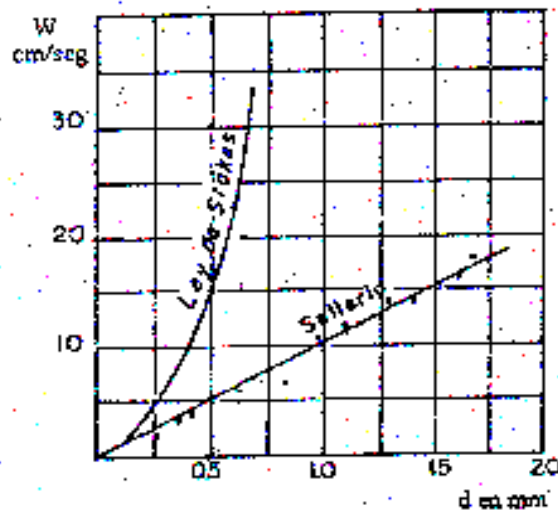
Donde:

$$d = 0,2 \text{ mm}$$

$$W = 2 \text{ cm/s}$$

$$W = 0,02 \text{ m/s}$$

PREPARADA POR SELLERÍO



De la gráfica se obtiene:

$$W = 2,5 \text{ cm/s}$$

$$W = 0,025 \text{ m/s}$$

Por lo tanto se tiene una velocidad promedio de:

$$W = 0,025 \text{ m/s}$$

VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN CONSIDERANDO UN FLUJO TURBULENTO:

$$V_s = \text{cm/s}$$

$$D_{rs} = 2,2 \text{ gr/cm}^3$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d = 0,025 \text{ cm/s}$$

$$c = 0,1 \text{ coeficiente de resistencia de granos redondeados}$$

$$V_s = 1,981 \text{ cm/s}$$

$$V_s = 0,020 \text{ m/s}$$

CÁLCULO DE TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN

$$H = 0,235 \text{ m}$$

$$V_s = 0,020 \text{ m/s}$$

$$t = \frac{h}{w} = 11,84 \text{ seg.}$$

CÁLCULO DE LA LONGITUD MINIMA

$$V_d = 0,197 \text{ m/seg.}$$

$$T = 11,841 \text{ seg.}$$

$$L = 2,33 \text{ m}$$

$$\text{Adoptamos } L = 2,30 \text{ m por seguridad}$$

Adoptamos un valor de L mayor ya que no se diseñara transición de entrada ni salida por tratarse de tuberías de diámetro pequeño.

DIMENSIONES ADOPTADAS

$$B = 0,65 \text{ m}$$

$$H = 0,70 \text{ m}$$

$$L = 2,30 \text{ m}$$

El diseño del desarenador cumple una función muy importante es una estructura utilizada para separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a 0,2 mm. Estos cálculos se encuentran dentro del Anexo N° 3 de cada uno de los sistemas. y ver plano de detalles (14,15 y 16).

5.4.3 DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL PRINCIPAL:

Para el diseño hidráulico de canales se utilizó la fórmula de Manning (1), calculando la pendiente mínima la misma que será igual a la crítica.

La sección adoptada para el diseño será de forma rectangular.

El diseño del canal de conducción, tendrá sección rectangular y será realizado usando la fórmula Manning, la misma, que resulta de la combinación de la fórmula de Chezy y el coeficiente de rugosidad propuesto por Manning y la ecuación de continuidad.

Fórmula de Chezy:

$$V = C * \sqrt{R * S}$$

Coficiente propuesto por Manning:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Ecuación de continuidad:

$$Q = V * A$$

Fórmula de Manning:

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

Dónde:

Q = Caudal, en m³/s

A = Área hidráulica de la sección, en m²

R = Radio Hidráulico de la sección, en m

S = Pendiente de la rasante del canal, en m/m

n = Coeficiente de rugosidad.

Se ha considerado los siguientes métodos de solución para esta ecuación:

Método Algebraico, (solución por tanteos).

Este método consiste en hallar el valor de la función $f(y)$, que sea igual a los datos conocidos de caudal, rugosidad y pendiente, asumiendo la base de la sección; utilizando la fórmula combinada para canales abiertos o ecuación de Manning:

$$\left(\frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}}}\right)^3 = \frac{A^5}{P^2} \rightarrow f(y) = \frac{(by)^5}{(b + 2y)^2} = \left(\frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}}}\right)^3$$

Consideraciones técnicas tomadas en cuenta en el diseño:

Para cada sección hallada se verifica la velocidad mínima permisible (0.75 m/s, recomendada por el Manual Silvo Agropecuario), de tal forma que no se produzca sedimentación.

Es recomendable que los canales no sean diseñados a régimen crítico debido a las fluctuaciones de nivel que se producen a la menor obstrucción. En este sentido siempre que la topografía lo permita, debe mantenerse con velocidades menores a la crítica pero mayores a 0.75 m/s.

Desde el punto de vista práctico y económico se debe considerar que la relación y/b de 67% es satisfactoria.

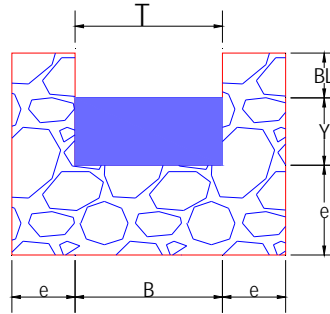
El ancho mínimo de la solera es 0.30m para permitir el uso de las herramientas usuales para la limpieza.

Los canales deben ubicarse en terrenos estables.

Otro factor considerado para el diseño es el bordo libre o resguardo que debe ser suficiente para prevenir el oleaje o las fluctuaciones en la superficie, por esta razón es recomendable que el bordo libre (BL) tenga un valor de 30% del tirante (Y).

El material del canal o su revestimiento determina la rugosidad de la superficie del canal, que es un valor que con el tiempo se incrementa a causa de falta de limpieza o desgaste del revoque original, para este proyecto tomamos un valor de 0.016 que es utilizado para canales de hormigón.

FIGURA N° 5.1: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN RECTANGULAR, EN CONDICIONES NORMALES



Donde:

Espejo de agua (T), tirante medio (\bar{y}), velocidad media (v), froud (F) y energía específica (E).

Propiedades de la sección rectangular, en condiciones críticas

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Tc}$$

Considerando:

$$A = b * y , \quad b = T \rightarrow A = Ty$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{T^3 * yc^3}{Tc} \rightarrow yc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{T^2 * g}}$$

$$yc = (m) , \quad Ac = yc * b , Tc = b ,$$

$$Ec = yc + \frac{Vc^2}{2 * g} , \quad F = \frac{Q}{\sqrt{g * \frac{A^3}{T}}}$$

DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES

Todos los diseños hidráulicos fueron diseñados considerando datos de precipitaciones para el cálculo de los caudales, tal como se indicó en los estudios de hidrología, pero vale la pena mostrar los diseños de los seis subsistemas que participan y serán

emplazadas en el proyecto. Estos cálculos se encuentran dentro del Anexo N° 3 análisis de tramos de los sistemas 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

CUADRO N° 5.1: RESUMEN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES

SISTEMA N° 1

TRAMO		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA
1	2	7,15	48,23	41,080	0,003	0,030	0,350	0,150	0,053	0,571	0.35 x 0.25
2	3	48,23	260,00	211,770	0,002	0,030	0,350	0,175	0,061	0,490	0.35 x 0.25
4	5	260,00	520,00	260,000	0,002	0,030	0,350	0,175	0,061	0,490	0.35 x 0.25
5	6	520,00	720,00	200,000	0,002	0,030	0,350	0,174	0,061	0,493	0.35 x 0.25
6	7	720,00	900,00	180,000	0,002	0,030	0,350	0,174	0,061	0,493	0.35 x 0.25
7	8	900,00	1120,00	220,000	0,002	0,030	0,350	0,174	0,061	0,493	0.35 x 0.25
8	9	1120,00	1172,34	52,337	0,002	0,030	0,350	0,168	0,059	0,510	0.35 x 0.25
				1165,19							

SISTEMA N° 2

TRAMO		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	4,36	21,42	17,058	0,004	0,017	0,300	0,110	0,033	0,515	0.30 x 0.20	
2	3	21,42	260,00	238,580	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x 0.20	
3	4	260,00	280,00	20,000	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x 0.20	Canal con tapa H ⁹ A ⁹
4	5	280,00	303,45	23,454	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x 0.20	
5	6	303,45	317,84	14,391	0,002	0,017	0,300	0,100	0,030	0,567	0.30 x 0.20	Canal con tapa H ⁹ A ⁹
6	7	317,84	520,00	202,156	0,002	0,017	0,300	0,095	0,029	0,596	0.30 x 0.20	
7	8	520,00	530,00	10,000	0,002	0,017	0,300	0,095	0,029	0,596	0.30 x 0.20	Puente canal
8	9	530,00	848,94	318,940	0,002	0,017	0,300	0,130	0,039	0,436	0.30 x 0.20	
9	10	848,94	854,63	5,697								caida vertical
10	11	854,63	940,00	85,363	0,007	0,017	0,300	0,090	0,027	0,630	0.30 x 0.20	
11	12	940,00	1004,07	64,079	0,012	0,017	0,300	0,070	0,021	0,810	0.30 x 0.20	
12	13	1004,07	1056,85	52,773	0,007	0,017	0,300	0,090	0,027	0,630	0.30 x 0.20	
				1052,490								

SISTEMA N° 3

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	5,92	23,41	17,490	0,005	0,019	0,300	0,100	0,030	0,633	0,30 x 0,20	
2	3	23,41	143,53	120,124	0,003	0,019	0,300	0,130	0,039	0,487	0,30 x 0,20	
3	4	143,53	220,00	76,467	0,004	0,019	0,300	0,120	0,036	0,528	0,30 x 0,20	
4	5	220,00	340,00	120,000	0,002	0,019	0,300	0,075	0,023	0,844	0,30 x 0,20	
5	6	340,00	360,00	20,000							0,30 x 0,20	Canal con tapa H ^{PA} °
6	7	360,00	642,11	282,110	0,002	0,019	0,300	0,140	0,042	0,452	0,30 x 0,20	

SISTEMA N° 4

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	4,22	20,33	16,113	0,009	0,025	0,300	0,100	0,030	0,833	0,30 x 0,25	
2	3	20,33	160,00	139,667	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0,30 x 0,25	
3	4	160,00	580,00	420,000	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0,30 x 0,25	
4	5	580,00	901,78	321,780	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0,30 x 0,25	
5	6	901,78	916,78	15,000							0,30 x 0,25	Puente canal
6	7	916,78	1106,05	189,274	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0,30 x 0,25	
7	8	1106,05	1116,05	10,000							0,30 x 0,25	Puente canal
8	9	1116,05	1395,77	279,713	0,002	0,025	0,300	0,180	0,054	0,463	0,30 x 0,25	

SISTEMA N° 5

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	4,44	29,80	25,365	0,005	0,021	0,300	0,110	0,033	0,636	0,30 x 0,25	
2	3	29,80	151,99	122,185	0,002	0,021	0,300	0,150	0,045	0,467	0,30 x 0,25	
3	4	151,99	159,64	7,652								Caida vertical
4	5	159,64	340,00	180,356	0,003	0,021	0,300	0,130	0,039	0,538	0,30 x 0,25	
5	6	340,00	541,70	201,704	0,002	0,021	0,300	0,150	0,045	0,467	0,30 x 0,25	
6	7	541,70	556,70	15,000							0,30 x 0,25	Puente canal
7	8	556,70	826,10	269,402	0,003	0,021	0,300	0,140	0,042	0,500	0,30 x 0,25	
8	9	826,10	856,10	30,000								Caida vertical
9	10	856,10	893,84	37,740	0,013	0,021	0,300	0,080	0,024	0,875	0,30 x 0,25	

SISTEMA N° 6

TRAMOS		PROGRESIVA		L m.	S m/m	Q m ³ /seg.	B m.	Y m.	A m ²	V m/seg.	SECCION ADOPTADA	OBSERVACIONES
1	2	3,72	40,00	36,280	0,003	0,030	0,300	0,180	0,054	0,556	0.30 x 0.25	
2	3	40,00	240,00	200,000	0,002	0,030	0,300	0,190	0,057	0,526	0.30 x 0.25	
3	4	240,00	432,33	192,327	0,003	0,030	0,300	0,180	0,054	0,556	0.30 x 0.25	
4	5	432,33	442,33	10,000							0.30 x 0.25	Puente canal
5	6	442,33	682,20	239,873	0,003	0,030	0,300	0,180	0,054	0,556	0.30 x 0.25	
6	7	682,20	689,40	7,200								Caída vertical
7	8	689,40	800,00	110,600	0,009	0,030	0,300	0,120	0,036	0,833	0.30 x 0.25	
8	9	800,00	949,77	149,770	0,009	0,030	0,300	0,068	0,020	1,471	0.30 x 0.25	

5.4.4 DISEÑO HIDRÁULICO DE (CAÍDAS VERTICALES):

Cuando se requiere unir dos canales, uno más alto que otro, se proyectan las caídas verticales. Estas estructuras permiten disipar la energía del agua para el control del flujo de agua y minimizar el proceso de erosión en el cuerpo del canal.

En una caída el agua se precipita libremente formando un colchón de amortiguación y aguas abajo se produce un resalto hidráulico en donde se disipa parte de la energía que lleva el agua. La geometría del flujo de una caída vertical ha sido suficientemente estudiada experimentalmente por muchos

Investigadores: Moore, Bakhmeteff, Rand, y otros. Las caídas verticales pueden ser descritas mediante las funciones que se presentan a continuación y que dependen del número de caída (D).

$$N = \frac{q^2}{g \cdot h^3}$$

Donde:

N = número de caídas

Q = caudal unitario, en m³/s-m

h = desnivel, en m.

Las funciones asociadas a la ecuación anterior son:

$$L_d = 4,3 \cdot h \cdot D^{0,27}$$

$$Y_p = 1,0 \cdot h \cdot D^{0,22}$$

$$Y_1 = 0,54 \cdot h \cdot D^{0,425}$$

$$Y_2 = 1,66 \cdot h \cdot D^{0,27}$$

Donde:

L_d = longitud de la caída, en m.

Y_p = profundidad del colchón amortiguador, en m.

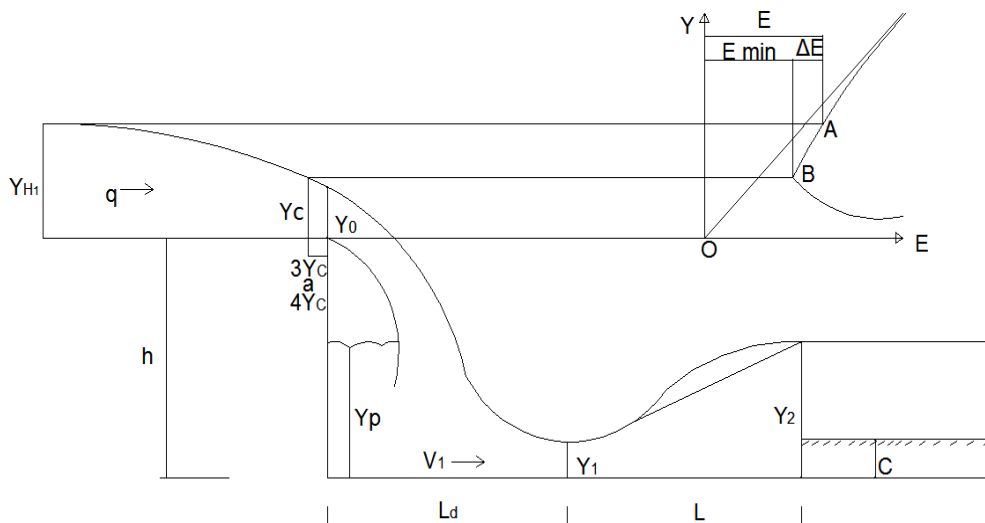
Y_1 = profundidad inicial del resalto hidráulico, en m.

Y_2 = profundidad final del resalto hidráulico, en m.

El resalto hidráulico se inicia con una profundidad (Y_1) y finaliza con una profundidad (Y_2) y la distancia que separa los tirantes se denomina longitud del resalto hidráulico (L), la cual se determina con las graficas respectivas que se presentan en la sección 3.

Para una mejor visualización, en la figura 4.39 se presenta un perfil típico de una caída vertical con sus variables de interés para el diseño.

FIGURA N° 5.2: ESQUEMA TÍPICO DE UNA CAÍDA VERTICAL



Diseño hidráulico

Se realiza en dos etapas, la primera se inicia con el dimensionamiento de la sección de control y luego se procede al dimensionamiento del pozo de amortiguación.

Por el principio de la conservación de la energía y con base el esquema de la figura 4.38 se puede establecer que:

$$Y_1 + hv_1 = Yc + hvc + he$$

Donde:

Y_1 = profundidad normal de flujo aguas arriba, en m.

hv_1 = carga de velocidad aguas arriba, en m.

Yc = profundidad crítica, en m.: $Yc = \left(\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}\right)^{1/3}$

hvc = carga de velocidad crítica, en m.

he = pérdidas de energía, en m.

5.4.5 CÁLCULO Y DISEÑO HIDRÁULICO (CAÍDA VERTICAL)

SISTEMA N° 2

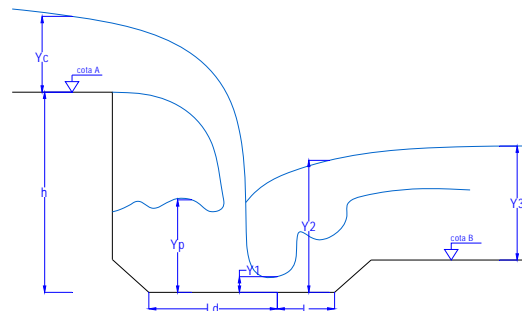
TRAMO 9-10 CAÍDA N° 1 (H=1,20 m)

$Qd = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$

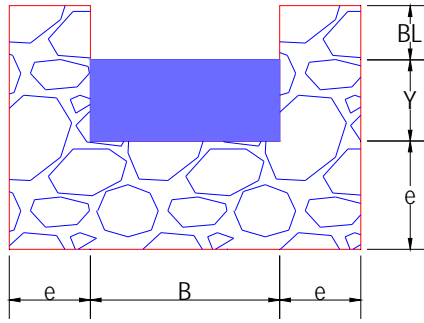
Cota A = 2531,03 (msnm)

Cota B = 2529,83 (msnm)

Desnivel a vencer = 1,20 m.



Los parámetros que se muestran en la figura se calculan con las siguientes ecuaciones:



Canal de salida.

- S= 0,0020
- Yn= 0,09
- T= 0,3000
- A= 0,0270
- V= 0,6296
- Fr= 0,6701
- Yc= 0,0689
- b = 0,3

Canal de ingreso.

- S= 0,0022
- Yn= 0,1300
- T= 0,3000
- A= 0,0390
- V= 0,4359
- Fr= 0,3860
- Yc= 0,069
- b = 0,3

CÁLCULO DEL NUMERO DE CAÍDAS

$$N = \frac{q^2}{g * h_o^3}$$

Donde:

N = número de caídas

q = 0,057 caudal unitario, en m³/s-m

h_o = 1,30 desnivel total desde la cresta al fondo de la poza en m.

N = 0,00015 N = D

DETERMINACIÓN DE LOS DEMÁS PARÁMETROS:

Cálculo de la longitud de caída (L_d):

$$L_d = 4,3 \cdot h_o \cdot D^{0,27} = 4,3 \cdot 1,3 \cdot 0,00015^{0,27} = 0,51m$$

Cálculo de la profundidad del colchón de agua (Y_p):

$$Y_p = 1,0 \cdot h \cdot D^{0,22} = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,00015^{0,22} = 0,1871m$$

Cálculo de la altura se cuente o inicio del resalto (Y_1):

$$Y_1 = 0,54 \cdot h \cdot D^{0,425} = 0,54 \cdot 1,3 \cdot 0,00015^{0,425} = 0,0166m$$

Cálculo de la altura se cuente o terminación del resalto (Y_2):

$$Y_2 = 1,66 \cdot h \cdot D^{0,27} = 1,66 \cdot 1,3 \cdot 0,00015^{0,27} = 0,1999m$$

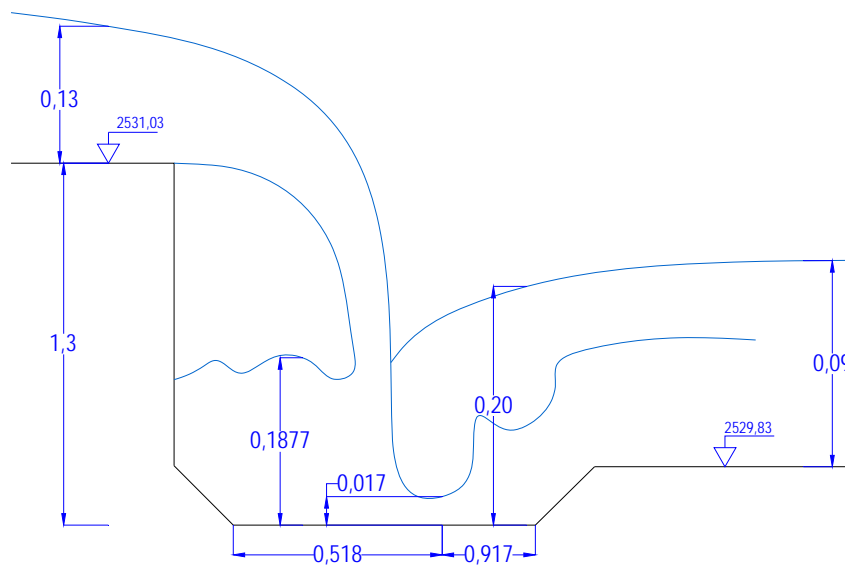
LONGITUD DEL RESALTO, SE PUEDE CALCULAR CON LA FORMULA DE SIEÑCHIN:

$$L = 5 * (y_2 - y_1) \rightarrow L = 0,9165 \text{ m.}$$

LA LONGITUD DEL COLCHÓN SERÁ:

$$L_t = L_d + L \rightarrow L_t = 1,4343 \text{ m.}$$

FINALMENTE SE TIENE:



SISTEMA N° 5

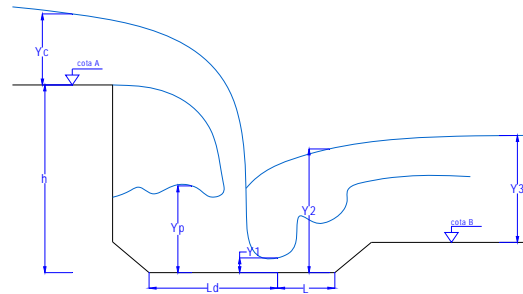
TRAMO 3-4 CAÍDA N° 2 (H=0,50m)

$Q_d = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}$

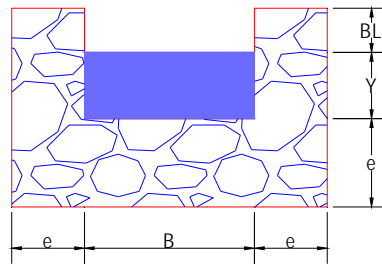
Cota A = 2512,00 (m.s.n.m.)

Cota B = 2511,50 (m.s.n.m.)

Desnivel a vencer = 0,5 m.



Los parámetros que se muestran en la figura se calculan con las siguientes ecuaciones:



Canal de salida.

S= 0,0023
 $Y_n = 0,125$
 $T = 0,3000$
 $A = 0,0375$
 $V = 0,5600$
 $Fr = 0,5057$
 $Y_c = 0,0793$
 $b = 0,3$

Canal de ingreso.

S= 0,0022
 $Y_n = 0,1350$
 $T = 0,3000$
 $A = 0,0405$
 $V = 0,5185$
 $Fr = 0,4506$
 $Y_c = 0,079$
 $b = 0,3$

CÁLCULO DEL NÚMERO DE CAÍDAS

$$N = \frac{q^2}{g * h_o^3}$$

Donde:

N = número de caídas

$q = 0,070$ caudal unitario, en $\text{m}^3/\text{s}-\text{m}$

$h_o = 0,60$ desnivel total desde la cresta al fondo de la poza en m.

$N = 0,00231$ $N = D$

DETERMINACIÓN DE LOS DEMÁS PARÁMETROS:

Cálculo de la longitud de caída (L_d):

$$L_d = 4,3 \cdot h_o \cdot D^{0,27} = 4,3 \cdot 0,6 \cdot 0,00231^{0,27} = 0,5011m$$

Cálculo de la profundidad del colchón de agua (Y_p):

$$Y_p = 1,0 \cdot h \cdot D^{0,22} = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 0,00231^{0,22} = 0,1579m$$

Cálculo de la altura se cuente o inicio del resalto (Y_1):

$$Y_1 = 0,54 \cdot h \cdot D^{0,425} = 0,54 \cdot 0,6 \cdot 0,00231^{0,425} = 0,0246m$$

Cálculo de la altura se cuente o terminación del resalto (Y_2):

$$Y_2 = 1,66 \cdot h \cdot D^{0,27} = 1,66 \cdot 0,60 \cdot 0,00231^{0,27} = 0,1934m$$

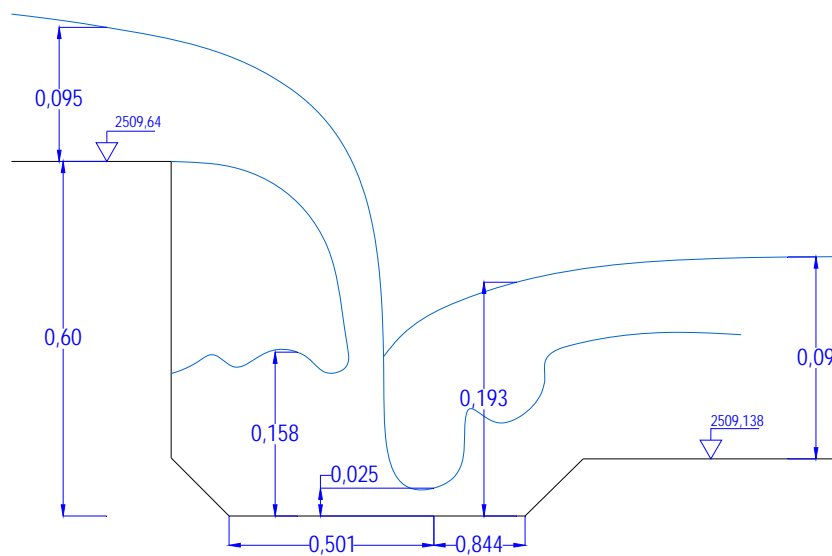
LONGITUD DEL RESALTO, SE PUEDE CALCULAR CON LA FORMULA DE SIEÑCHIN:

$$L = 5 \cdot (y_2 - y_1) \rightarrow L = 0,8444 \text{ m.}$$

LA LONGITUD DEL COLCHÓN SERÁ:

$$L_t = L_d + L \rightarrow L_t = 1,3455 \text{ m.}$$

FINALMENTE SE TIENE:



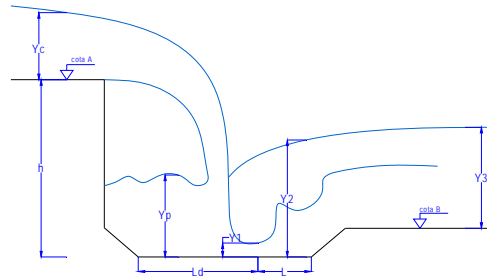
TRAMO 8-9 CAÍDA N° 3 (H=0,50 m)

$$Q_d = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}$$

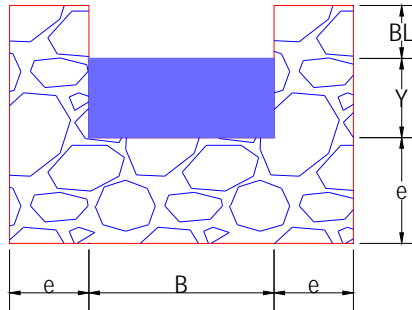
$$\text{Cota A} = 2509,64 \text{ (m.s.n.m.)}$$

$$\text{Cota B} = 2509,14 \text{ (m.s.n.m.)}$$

$$\text{Desnivel a vencer} = 0,5 \text{ m.}$$



Los parámetros que se muestran en la figura se calculan con las siguientes ecuaciones:



Canal de salida.

$$\begin{aligned} S &= 0,0020 \\ Y_n &= 0,09 \\ T &= 0,3000 \\ A &= 0,0270 \\ V &= 0,7778 \\ Fr &= 0,8278 \\ Y_c &= 0,0793 \\ b &= 0,3 \end{aligned}$$

Canal de ingreso.

$$\begin{aligned} S &= 0,0027 \\ Y_n &= 0,0950 \\ T &= 0,3000 \\ A &= 0,0285 \\ V &= 0,7368 \\ Fr &= 0,7633 \\ Y_c &= 0,079 \\ b &= 0,3 \end{aligned}$$

CÁLCULO DEL NUMERO DE CAÍDAS

$$N = \frac{q^2}{g * h_o^3}$$

Donde:

N = número de caídas

q = 0,070 caudal unitario, en m³/s-m

h_o = 0,60 desnivel total desde la cresta al fondo de la poza en m.

$$N = 0,00231 \quad N = D$$

DETERMINACIÓN DE LOS DEMÁS PARÁMETROS:

Cálculo de la longitud de caída (L_d):

$$L_d = 4,3 \cdot h_o \cdot D^{0,27} = 4,3 \cdot 0,6 \cdot 0,00231^{0,27} = 0,5011m$$

Cálculo de la profundidad del colchón de agua (Y_p):

$$Y_p = 1,0 \cdot h \cdot D^{0,22} = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 0,00231^{0,22} = 0,1579m$$

Cálculo de la altura se cuente o inicio del resalto (Y_1):

$$Y_1 = 0,54 \cdot h \cdot D^{0,425} = 0,54 \cdot 0,6 \cdot 0,00231^{0,425} = 0,0246m$$

Cálculo de la altura se cuente o terminación del resalto (Y_2):

$$Y_2 = 1,66 \cdot h \cdot D^{0,27} = 1,66 \cdot 0,60 \cdot 0,00231^{0,27} = 0,1934m$$

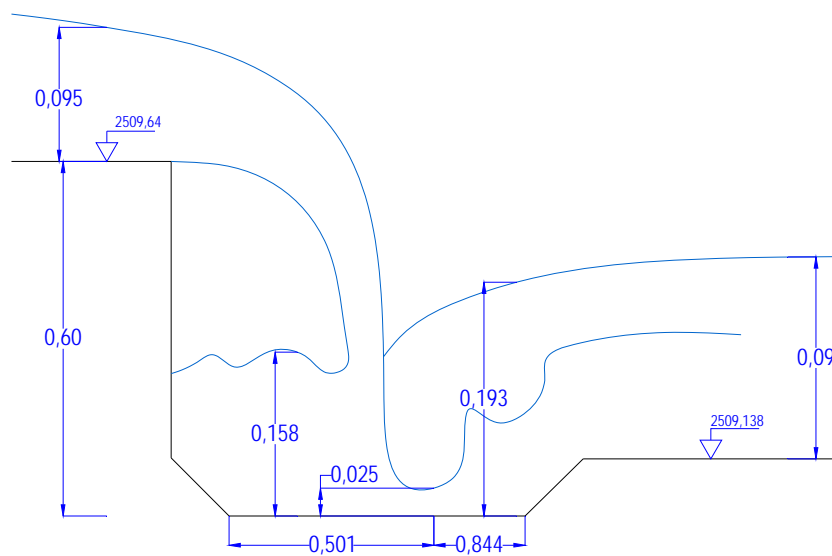
LONGITUD DEL RESALTO, SE PUEDE CALCULAR CON LA FORMULA DE SIEÑCHIN:

$$L = 5 \cdot (y_2 - y_1) \rightarrow L = 0,8444 \text{ m.}$$

LA LONGITUD DEL COLCHÓN SERÁ:

$$L_t = L_d + L \rightarrow L_t = 1,3455 \text{ m.}$$

FINALMENTE SE TIENE:



SISTEMA N° 6

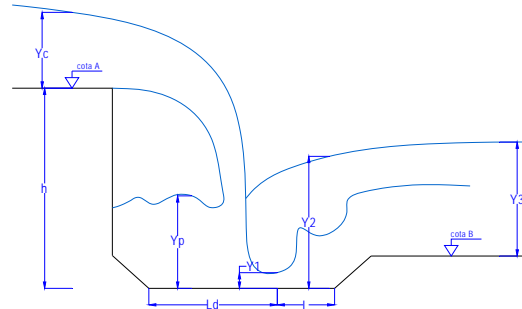
TRAMO 6-7 CAÍDA N° 4 (H=0,60m)

$Q_d = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$

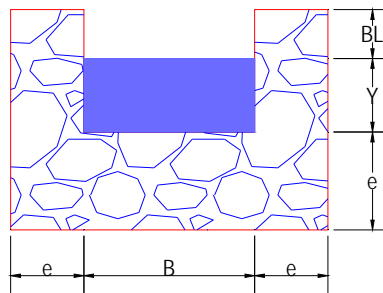
Cota A = 2511,86 (msnm)

Cota B = 2511,26 (msnm)

Desnivel a vencer = 0,6 m.



Los parámetros que se muestran en la figura se calculan con las siguientes ecuaciones:



Canal de salida.

S= 0,0020
 $Y_n = 0,125$
 $T = 0,3000$
 $A = 0,0375$
 $V = 0,8000$
 $Fr = 0,7224$
 $Y_c = 0,1006$
 $b = 0,3$

Canal de ingreso.

S= 0,0027
 $Y_n = 0,1350$
 $T = 0,3000$
 $A = 0,0405$
 $V = 0,7407$
 $Fr = 0,6437$
 $Y_c = 0,101$
 $b = 0,3$

CÁLCULO DEL NUMERO DE CAÍDAS

$$N = \frac{q^2}{g * h_o^3}$$

Donde:

N = número de caídas

$q = 0,10$ caudal unitario, en $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$

$h_o = 0,70$ desnivel total desde la cresta al fondo de la poza en m.

$N = 0,00297$ $N = D$

DETERMINACIÓN DE LOS DEMÁS PARÁMETROS:

Cálculo de la longitud de caída (L_d):

$$L_d = 4,3 \cdot h_o \cdot D^{0,27} = 4,3 \cdot 0,7 \cdot 0,00297^{0,27} = 0,6256m$$

Cálculo de la profundidad del colchón de agua (Y_p):

$$Y_p = 1,0 \cdot h \cdot D^{0,22} = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 0,00297^{0,22} = 0,1946m$$

Cálculo de la altura se cuente o inicio del resalto (Y_1):

$$Y_1 = 0,54 \cdot h \cdot D^{0,425} = 0,54 \cdot 0,7 \cdot 0,00297^{0,425} = 0,0319m$$

Cálculo de la altura se cuente o terminación del resalto (Y_2):

$$Y_2 = 1,66 \cdot h \cdot D^{0,27} = 1,66 \cdot 0,70 \cdot 0,00297^{0,27} = 0,2415m$$

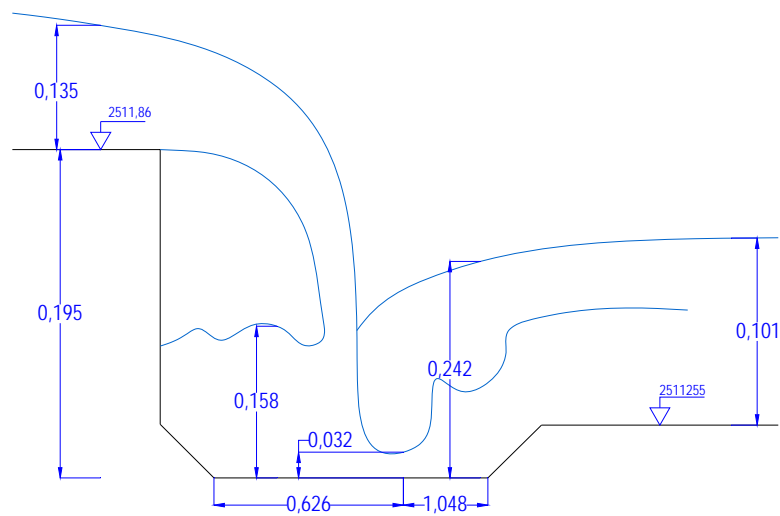
LONGITUD DEL RESALTO, SE PUEDE CALCULAR CON LA FORMULA DE SIEÑCHIN:

$$L = 5 \cdot (y_2 - y_1) \rightarrow L = 1,048 \text{ m.}$$

LA LONGITUD DEL COLCHÓN SERÁ:

$$L_t = L_d + L \rightarrow L_t = 1,6737 \text{ m.}$$

FINALMENTE SE TIENE:



5.4.6 DISEÑO HIDRÁULICO DE (PUENTE CANAL):

El puente canal es una estructura utilizada para conducir el agua de un canal, logrando atravesar una depresión. La depresión puede ser otro canal, un camino, una vía de ferrocarril o un tren. El puente canal es un conjunto formado por un puente y un conducto, el conducto puede ser de concreto, hierro, madera u otro material resistente, donde el agua escurre por efectos de la gravedad.

El puente canal está compuesto por los siguientes elementos hidráulicos:

1. Transición de entrada, une por un estrechamiento progresivo el canal con el puente canal, lo cual provoca un cambio gradual del agua en el canal.
2. Conducto elevado, generalmente tiene una sección hidráulica más pequeña que la del canal.
3. Transición de salida, une el puente canal con el canal.

La forma de la sección transversal, por facilidades de construcción se adopta una sección rectangular, aunque puede ser semicircular o cualquier otra forma.

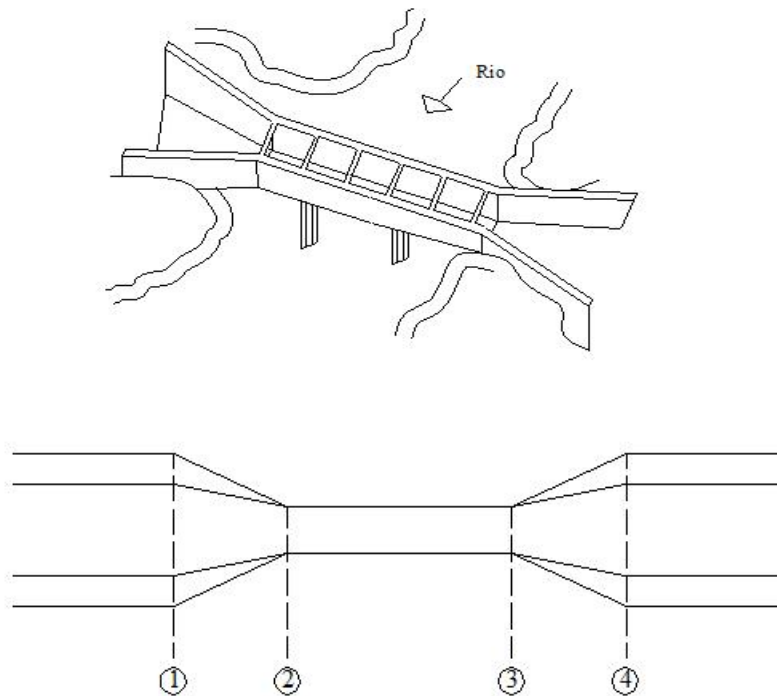


FIG. 5.3 ESQUEMA DE UN PUENTE CANAL, Y VISTA EN PLANTA

Por lo general un puente canal tiene la forma de la **FIG. 5.3**, vista en planta, se diseña para las condiciones del flujo subcrítico (aunque también se puede diseñar para flujo supercrítico), por lo que el puente canal representa una singularidad en el perfil longitudinal del canal, que crea efectos hacia aguas arriba.

El diseño del conducto elevado por condiciones económicas debe ser del menor ancho posible, pero manteniendo siempre el mismo tipo de flujo, en este caso flujo subcrítico. A fin de que las dimensiones sean las mínimas posibles se diseña para condiciones cercanas a las críticas. Para una sección rectangular, en condiciones críticas se cumplen las siguientes ecuaciones:

$$y_c = \frac{2}{3} \cdot E_{\min}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}$$

Igualando se tiene:

$$\frac{2}{3} E_{\min} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}$$

De donde despejando **b**, se tiene:

$$b = \sqrt{\frac{27 \cdot Q^2}{8 \cdot E_{\min}^3 \cdot g}}$$

Como **Q** es conocido (se debe conocer el caudal de diseño), para calcular **b**, se requiere conocer **E_{min}**. Entonces se toma como una aproximación de **E_{min}** el valor de **E4** calculado como:

$$E_{\min} \cong E4 = y_4 + \frac{v_4^2}{2g} = y_n + \frac{v_n^2}{2g}$$

Calculado el valor de **b** crítico, para propiciar un flujo subcrítico en el conducto, se toma un valor mayor que este. Un valor mayor del ancho de solera reduce el efecto de la curva de remanso que se origina en el conducto. Resulta aceptable que la curva de remanso afecte el 10% del borde libre. En resumen, para definir el ancho del conducto, **se calcula b**, luego se amplía su valor en forma adecuada, recordando que un valor disminuye el efecto por curva de remanso, pero disminuye la velocidad en el conducto.

Diseño hidráulico.

Cálculo de pérdidas de carga en las transiciones, estas pérdidas se calculan utilizando la **Tabla 4.15**, para los valores K_e y K_s , coeficientes de entrada y salida respectivamente.

CUADRO N° 5.2: COEFICIENTES DE PÉRDIDAS RECOMENDADAS

Tipo de Transición	K_e	K_s
Curvado	0.10	0.20
Cuadrante cilíndrico	0.15	0.25
Simplificado en línea recta	0.20	0.30
Línea recta	0.30	0.50
Extremos cuadrados	0.30	0.75

CÁLCULO de los efectos de la curva de remanso, el efecto de la curva de remanso incide en los tirantes de las secciones 1, 2, 3 y 4 de la **FIG. 5.3**

Para el cálculo de y_3 se debe aplicar la ecuación de la energía entre las secciones 3 y 4:

$$\Delta Z_{3-4} + y_3 + \frac{v_3^2}{2g} = y_4 + \frac{v_4^2}{2g} + K_s \left(\frac{v_3^2}{2g} - \frac{v_4^2}{2g} \right)$$

Donde:

$$\Delta Z_{3-4} = S \cdot L$$

Para determinar el valor de y_3 , se lo debe realizar por medio de tanteos.

Para el cálculo de y_2 , se debe aplicar la ecuación de la energía entre las secciones 2 y

$$3: \quad \Delta Z_{2-3} + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = y_3 + \frac{v_3^2}{2g} + hf_{2-3}$$

Donde:

$$hf_{2-3} = S_E \cdot L$$

$$S_E = \left(\frac{vn}{R^{2/3}} \right)^2; \quad v = \left(\frac{v_2 + v_3}{2} \right); \quad R = \left(\frac{R_2 + R_3}{2} \right)$$

Para determinar el valor de y_2 , se lo debe realizar por medio de tanteos.

Para el cálculo de y_1 , se debe aplicar la ecuación de la energía entre las secciones 1 y

2:

$$\Delta Z_{1-2} + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + Ke \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right)$$

Donde:

$$\Delta Z_{1-2} = S \cdot L$$

Para determinar el valor de y_1 , se lo debe realizar por medio de tanteos.

El cálculo de la altura de remanso es:

$$H_{\text{remanso}} = y_1 - y_4$$

El diseño del puente canal cumple una función muy importante es una estructura utilizada para conducir el agua de un canal, logrando atravesar una depresión. El diseño del mismo se encuentra en el (Anexo 4 Cálculo hidráulico y estructural) y ver plano de detalles (ver plano 15).

5.4.7 DISEÑOS Y COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

5.4.7.1 DISEÑO ESTRUCTURAL MUROS DE H°C°

El cálculo estructural comprende principalmente la determinación de la estabilidad de la estructura y en base a ello definir sus dimensiones.

ESTABILIDAD.-

La sección trapezoidal con perfil de cimacio en la corona, es la más recomendada como dique de cierre en las obras de captación en ríos.

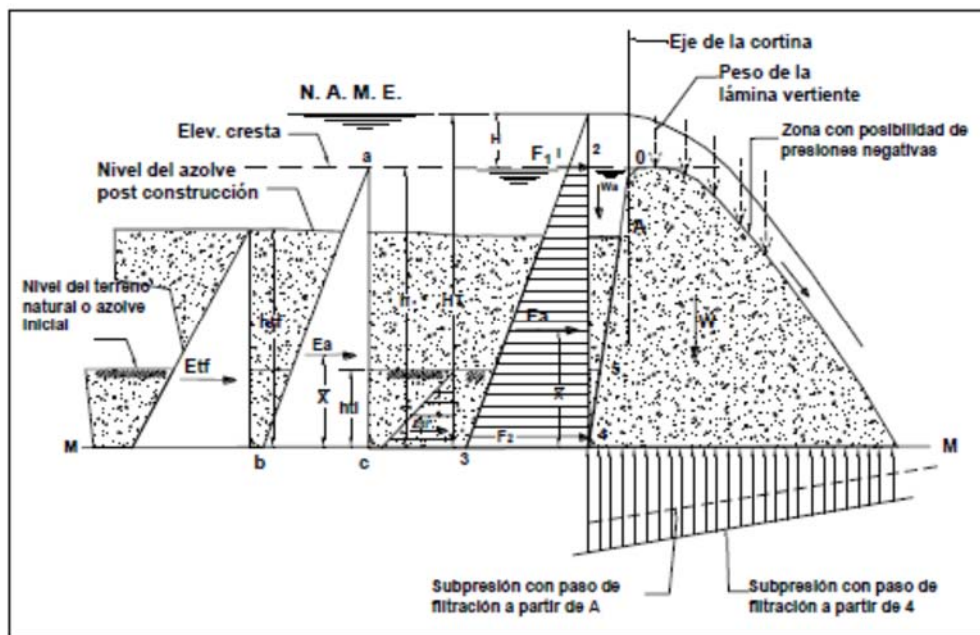
Para el cálculo de estabilidad se han de considerar diferentes condiciones de carga, las cuales se trataran como los siguientes casos:

a.- Caso 1: Condiciones extremas de carga, la cual corresponde al nivel de agua para el caudal de creciente de diseño, empuje del suelo por sedimentos y azolves, hasta la cresta del vertedero y transmisión de la carga total de agua como supresión en la base de la estructura.

b.- Caso 2: Condiciones normales de operación, en la cual el nivel del agua se considera a nivel de la cresta, no se considera presión de sedimentos sino solamente la presión del suelo por encima de la base y la carga de agua se trasmite como supresión en la base.

FUERZAS QUE ACTÚEN

Las principales fuerzas que actúan son en general:



a.- Peso propio

c.- Empuje del suelo

a.- Peso propio.- Para el cálculo del peso propio se determinara el área del sección del dique, el cual multiplicado por el peso específico del material utilizado, obteniéndose así el peso de la estructura por unidad de ancho, de esta manera:

$$P_v = A * \gamma$$

Los pesos específicos para los materiales más comúnmente utilizados en la construcción son:

Peso específico de diversos materiales

Material	Peso específico(Tn/m ³)
Concreto Simple	2.2
Concreto Ciclópeo	2.2
Enrocamiento acomodado	1.8
Enrocamiento al volteo	1.8
Mampostería	2.0

Para obtener el momento producido por el peso, se multiplica el peso por la distancia horizontal al centro de gravedad, tomando como origen el punto más bajo y extremo del dique hacia aguas abajo.

c.- Empuje del Suelo.- El empuje del suelo para todos los casos se evalúa de una manera aproximada empleando la fórmula del empuje activo de Ranking.

Para el caso 1, el empuje del suelo será:

$$ET_1 = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * h^2$$

Siendo:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \theta / 2)$$

Donde:

ET = empuje activo de tierras o sedimentos en tn.

h . = altura de la cresta a la base del dique

K_a = coeficiente activo de Ranking

θ . = Angulo de fricción interna del material

δ_s = peso específico sumergido del suelo en t/m³

Para el caso 2 se tiene el empuje de suelos.

$$ET_2 = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * h_1^2$$

CÁLCULO de la Estabilidad.-

Los diques vertederos deberán diseñarse para cumplir los requisitos de estabilidad con un amplio factor de seguridad, los principales requisitos de estabilidad son:

a) Volcamiento b) deslizamiento

Estabilidad al volcamiento: Debido a las cargas actuantes sobre el dique estos tienden a volcarse girando alrededor del extremo del talón de aguas abajo en la fundación. Este requisito se logra cumplir, con hacer pasar la resultante de fuerzas dentro de la base. Sin embargo es recomendable que la resultante caiga a un tercio del ancho de la base, a partir del punto de rotación en el extremo del talón, esto con el fin de garantizar siempre esfuerzos a compresión en el terreno. La estabilidad también se logra si la relación entre la sumatoria de momentos de las fuerzas verticales y la sumatoria de momentos por fuerzas horizontales sea igual o mayor que el factor de seguridad adoptado, generalmente este factor de seguridad se recomienda como 1.5 o 2.0, es decir:

$$FSV = \frac{\sum M (F_v)}{\sum M (F_H)} \geq 1.50 \text{ o } 2.0$$

Estabilidad al deslizamiento: Cuando el factor de fricción entre los materiales del dique y la fundación sea mayor o igual que el resultado de dividir las fuerzas horizontales entre las fuerzas verticales que actúan sobre la estructura, se esta garantizando la estabilidad al deslizamiento. La resistencia al deslizamiento se

desarrolla por los esfuerzos cortantes a lo largo de la superficie de contacto entre la base de la estructura y la fundación, es decir:

$$\frac{\sum(F_H)}{\sum(F_V)} \geq f$$

De esta relación se puede obtener el factor de seguridad como:

$$FSD = \frac{\sum \text{cargas verticales} * \text{coef fricción}}{\sum \text{cargas horizontales}} > (1.3 - 1.5)$$

Siendo: $\sum(F_H)$ = sumatoria de las fuerzas horizontales

$\sum(F_V)$ = sumatoria de las fuerzas verticales

f = coeficiente de fricción entre el material del dique y el material de la fundación

Valores del coeficiente de fricción y el factor de seguridad al deslizamiento

Material	f	F.S.
Concreto sobre concreto	0.65 – 0.80	1 – 1.5
Concreto sobre roca sana limpia y sin fisuras	0.80	1 – 1.5
Concreto sobre roca con laminaciones	0.70	1 -1.5
Concreto sobre gravas y arenas gruesas	0.40	2.5
Concreto sobre arenas	0.30	2.5
Concreto sobre lutitas	0.30	2.5
Concreto sobre limos y arcillas	0.20 – 0.30	2.5

El diseño de muros cumple una función muy importante es la de incrementar el tirante y encauzar las aguas. El diseño del mismo se encuentra en el (Anexo 3 Sistemas 1, 2, 3, 4, 5 y 6) y ver plano de detalles (ver plano 15).

CAPÍTULO VI: PRESUPUESTO

6.1. PRESUPUESTO

Proyecto: Construcción de Obras de Toma y Mejoramiento del Sistema de Riego Pucu Pampa

Lugar: Tomayapo Fecha: 30/sep/2014 Tipo de cambio: 6,98

CUADRO N° 6.1: PRESUPUESTO GENERAL DE LA INFRAESTRUCTURA

N°	DESCRIPCION	PRECIO TOTAL (Bs.)
1	PRESUPUESTO SISTEMA N° 1 (Bs.)	296.556,11
2	PRESUPUESTO SISTEMA N° 2 (Bs.)	442.122,04
3	PRESUPUESTO SISTEMA N° 3 (Bs.)	124.335,67
4	PRESUPUESTO SISTEMA N° 4 (Bs.)	399.921,06
5	PRESUPUESTO SISTEMA N° 5 (Bs.)	162.611,65
6	PRESUPUESTO SISTEMA N° 6 (Bs.)	237.439,16
PRESUPUESTO TOTAL (Bs.)		1.662.985,70

SON: UN MILLÓN QUINIENTOS NOVENTA Y NUEVE MIL SETECIENTOS CINCUENTA Y DOS 87/100 BOLIVIANOS

CUADRO N° 6.2: PRESUPUESTO POR COMPONENTES

I. PRESUPUESTO INFRAESTRUCTURA	1.662.985,70 (Bs.)
II. PRESUPUESTO SUPERVISION	83.149,28 (Bs.)
III. PRESUPUESTO ACOMPAÑAMIENTO	99.779,14 (Bs.)

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	1.845.914,12 (Bs.)
---------------------------------	---------------------------

SON: UN MILLÓN SETECIENTOS SETENTA Y CINCO MIL SETECIENTOS VEINTI CINCO 69/100 BOLIVIANOS

CUADRO N° 6.3: PRESUPUESTO DE FINANCIAMIENTO POR FUENTE

N°	ENTIDAD FINANCIADORA	PRECIO TOTAL (Bs.)	PORCENTAJE
1	Gobernación del departamento de Tarija	1.845.914,12	100,00%
TOTAL (Bs.)		1.845.914,12	100,00%

6.2. PRESUPUESTO DESGLOSADO POR SISTEMAS

SISTEMA Nº 1

Proyecto: Construcción de Obras de Toma y Mejoramiento del Sistema de Riego Pucu Pampa

Lugar: Tomayapo

Tipo de cambio: 6,98

Módulo: (M01) - ACTIVIDADES INIC.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	INSTALACION DE FAENAS	GLB	1,00	9.552,35	9.552,35
2	MOBILIZACION Y DESMOBILIZACION	GLB	1,00	11.987,73	11.987,73
Total presupuesto:					21.540,08

Módulo: (M02) - OBRA DE TOMA

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	54,00	18,68	1.008,72
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M3	39,70	44,52	1.767,44
3	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS EN ROCA	M3	3,90	418,23	1.631,10
4	AGOTAMIENTO	M3	23,75	41,53	986,34
5	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M3	39,68	756,72	30.026,65
6	COMPUERTA METÁLICA DE 40X 35 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	537,20	537,20
7	REJILLA METALICA (0.4 X 0.3)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					36.336,07

Módulo: (M03) - DESARENADOR

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	1,50	18,68	28,02
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M3	2,48	44,52	110,41
3	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M3	1,52	756,72	1.150,21
4	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M3	0,17	3.462,21	588,58
5	COMPUERTA METÁLICA DE 25 X 70 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	572,13	572,13
6	REJILLA METALICA (0.66 X 0.70)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					2.827,97

Módulo: (M04) - ADUCCION CON CANAL

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO DE CANALES (PRINCIPALES)	M	1.165,19	1,40	1.631,27
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M3	488,48	44,52	21.747,13
3	RELLENO COMUN ZANJA-COMPAC.SIN/PROVI MAT	M3	52,43	33,68	1.765,84
4	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M3	234,99	756,72	177.821,63
5	JUNTAS DE DILATACION	PZA	233,04	1,92	447,44
6	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M3	0,00	3.462,21	0,00
7	COMPUERTA METÁLICA DE 30 X 25 CM P/ TOMA PREDIAL	PZA	9,00	481,56	4.334,04
Total presupuesto:					207.747,35

Módulo: (M05) - ACTIV. COMPLEM.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	MITIGACION DEL IMPACTO AMBIENTAL	GLB	1,00	26.830,32	26.830,32
2	LETRERO OBRAS (SEGUN DISENO)	PZA	2,00	637,16	1.274,32
Total presupuesto:					28.104,64

PRESUPUESTO SISTEMA Nº 1 (Bs.)					296.556,11
---------------------------------------	--	--	--	--	-------------------

SISTEMA Nº 2

Proyecto: Construcción de Obras de Toma y Mejoramiento del Sistema de Riego Pucu Pampa

Lugar: Tomayapo

Tipo de cambio: 6,98

Módulo: (M02) - OBRA DE TOMA

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	12,50	18,68	233,50
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	14,90	44,52	663,35
3	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS EN ROCA	M ³	3,55	418,23	1.484,72
4	AGOTAMIENTO	M ³	11,00	41,53	456,83
5	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M3	13,52	756,72	10.230,85
6	COMPUERTA METÁLICA DE 40X 35 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	537,20	537,20
7	REJILLA METALICA (0.4 X 0.3)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					13.985,07

Módulo: (M03) - DESARENADOR

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	1,50	18,68	28,02
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	2,48	44,52	110,41
3	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	1,52	756,72	1.150,21
4	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	0,17	3.462,21	588,58
5	COMPUERTA METÁLICA DE 25 X 70 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	572,13	572,13
6	REJILLA METALICA (0.66 X 0.70)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					2.827,97

Módulo: (M04) - ADUCCION CON CANAL

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO DE CANALES (PRINCIPALES)	m	1.052,49	1,40	1.473,49
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	482,11	44,52	21.463,54
3	RELLENO COMUN ZANJA-COMPAC.SIN/PROVI MAT	M ³	47,36	33,68	1.595,08
4	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	506,18	756,72	383.036,53
5	JUNTAS DE DILATAACION	pza	210,50	1,92	404,16
6	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	3,06	3.462,21	10.594,36
7	COMPUERTA METÁLICA DE 30 X 25 CM P/ TOMA PREDIAL	PZA	14,00	481,56	6.741,84
Total presupuesto:					425.309,00

PRESUPUESTO SISTEMA Nº 2 (Bs.)

442.122,04

SISTEMA Nº 3

Proyecto: Construcción de Obras de Toma y Mejoramiento del Sistema de Riego Pucu Pampa

Lugar: Tomayapo

Tipo de cambio: 6,98

Módulo: (M02) - OBRA DE TOMA

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	22,00	18,68	410,96
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	26,20	44,52	1.166,42
3	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS EN ROCA	M ³	6,20	418,23	2.593,03
4	AGOTAMIENTO	M ³	19,30	41,53	801,53
5	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	28,56	756,72	21.611,92
6	COMPUERTA METÁLICA DE 40X 35 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	537,20	537,20
7	REJILLA METALICA (0.4 X 0.3)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					27.499,68

Módulo: (M03) - DESARENADOR

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	1,50	18,68	28,02
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	2,48	44,52	110,41
3	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	1,52	756,72	1.150,21
4	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	0,17	3.462,21	588,58
5	COMPUERTA METÁLICA DE 25 X 70 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	572,13	572,13
6	REJILLA METALICA (0.66 X 0.70)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					2.827,97

Módulo: (M04) - ADUCCION CON CANAL

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO DE CANALES (PRINCIPALES)	M	636,19	1,40	890,67
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	263,45	44,52	11.728,79
3	RELLENO COMUN ZANJA-COMPAC.SIN/PROVI MAT	M ³	28,63	33,68	964,26
4	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M3	95,43	756,72	72.213,79
5	JUNTAS DE DILATACION	pza	127,24	1,92	244,30
6	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	0,91	3.462,21	3.150,61
7	COMPUERTA METÁLICA DE 30 X 25 CM P/ TOMA PREDIAL	PZA	10,00	481,56	4.815,60
Total presupuesto:					94.008,02

PRESUPUESTO SISTEMA Nº 3 (Bs.)**124.335,67**

SISTEMA Nº 4

Proyecto: Construcción de Obras de Toma y Mejoramiento del Sistema de Riego Pucu Pampa

Lugar: Tomayapo

Tipo de cambio: 6,98

Módulo: (M02) - OBRA DE TOMA

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²		18,68	0,00
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³		44,52	0,00
3	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS EN ROCA	M ³		418,23	0,00
4	AGOTAMIENTO	M ³		41,53	0,00
5	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³		756,72	0,00
6	COMPUERTA METÁLICA DE 40X 35 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	537,20	537,20
7	REJILLA METALICA (0.4 X 0.3)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					915,82

Módulo: (M03) - DESARENADOR

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	1,50	18,68	28,02
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	2,48	44,52	110,41
3	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	1,52	756,72	1.150,21
4	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	0,17	3.462,21	588,58
5	COMPUERTA METÁLICA DE 25 X 70 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	572,13	572,13
6	REJILLA METALICA (0.66 X 0.70)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					2.827,97

Módulo: (M04) - ADUCCION CON CANAL

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO DE CANALES (PRINCIPALES)	M	1.391,55	1,40	1.948,17
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	611,25	44,52	27.212,85
3	RELLENO COMUN ZANJA-COMPAC.SIN/PROVI MAT	M ³	62,62	33,68	2.109,04
4	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	455,62	756,72	344.776,77
5	JUNTAS DE DILATAACION	ML	278,31	1,92	534,36
6	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	4,13	3.462,21	14.298,93
7	COMPUERTA METÁLICA DE 30 X 25 CM P/ TOMA PREDIAL	PZA	11,00	481,56	5.297,16
Total presupuesto:					396.177,27

PRESUPUESTO SISTEMA Nº 4 (Bs.)

399.921,06

SISTEMA Nº 6

Proyecto: Construcción de Obras de Toma y Mejoramiento del Sistema de Riego Pucu Pampa

Lugar: Tomayapo

Tipo de cambio: 6,98

Módulo: (M02) - OBRA DE TOMA

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	94,20	18,68	1.759,66
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	81,75	44,52	3.639,51
3	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS EN ROCA	M ³	10,05	418,23	4.203,21
4	AGOTAMIENTO	M ³	50,93	41,53	2.115,12
5	HORMIGÓN CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	95,29	756,72	72.107,85
6	COMPUERTA METÁLICA DE 40X 35 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	537,20	537,20
7	REJILLA METALICA (0.4 X 0.3)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					84.741,17

Módulo: (M03) - DESARENADOR

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO (ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES)	M ²	1,50	18,68	28,02
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	2,48	44,52	110,41
3	HORMIGÓN CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	1,52	756,72	1.150,21
4	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	0,17	3.462,21	588,58
5	COMPUERTA METÁLICA DE 25 X 70 CM TIPO GUSANO	PZA	1,00	572,13	572,13
6	REJILLA METALICA (0.66 X 0.70)	PZA	1,00	378,62	378,62
Total presupuesto:					2.827,97

Módulo: (M04) - ADUCCION CON CANAL

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	REPLANTEO DE CANALES (PRINCIPALES)	M	946,05	1,40	1.324,47
2	EXCAVACION COMUN DE SUELO SEMIDURO	M ³	289,78	44,52	12.901,01
3	RELLENO COMUN ZANJA-COMPAC.SIN/PROVI MAT	M ³	42,57	33,68	1.433,76
4	HORMIGON CICLOPEO ESTTRAS COMUNES (1:2:3) 50% P.D.	M ³	160,42	756,72	121.393,02
5	JUNTAS DE DILATACION	ML	189,21	1,92	363,28
6	HORMIGON ARMADO - TAPAS	M ³	1,65	3.462,21	5.712,65
7	COMPUERTA METÁLICA DE 30 X 25 CM P/ TOMA PREDIAL	PZA	14,00	481,56	6.741,84
Total presupuesto:					149.870,03

PRESUPUESTO SISTEMA Nº 6 (Bs.)	237.439,16
---------------------------------------	-------------------

6.3. CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cálculos métricos se detallan en Anexo 4.

6.3.1 PRECIOS UNITARIOS

Los ítems se definen de acuerdo a las necesidades particulares del proyecto y se han estudiado considerando los siguientes elementos:

- Materiales
- Mano de Obra
- Maquinaria y Equipo

Estos elementos conforman las partes que conjuncionan la ejecución de una actividad.

Los ítems que a continuación se presentan son el resultado del análisis global del proyecto y la evaluación de sus etapas constructivas:

Los precios unitarios se encuentran desglosados, de tal manera que sea identificable en cada actividad los materiales y mano de obra que se utilizara en la construcción del proyecto, además incluyen los diferentes porcentajes (gastos generales, utilidad e impuestos al valor agregado y utilidades) de acuerdo a normas vigentes. Para el cálculo de los diferentes precios unitarios de toda la infraestructura de riego se ha utilizado el software PRESCOM, estos se encuentran dentro de Anexos 5

6.4. INFORMACIÓN BÁSICA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

6.4.1 DISPONIBILIDAD DE INSUMOS NECESARIOS.

Todos los insumos que requiere el proyecto, se consideran existentes dentro del mercado, el proyecto no tiene actividades especiales por lo que su factibilidad de realizarse es bien fundamentada en sus insumos, esto se puede verificar en el presupuesto por partidas donde se dan los respectivos factores de calificación local, nacional e internacional.

6.4.2 CANTERAS DE AGREGADOS.

El río San Juan del Oro, se considera una gran cantera de agregados finos, y tiene zonas de aportación (quebradas) para la explotación de agregados gruesos (grava y piedra) y por las pendientes pronunciadas hace que sus agregados sean del tipo de canto rodado, de buena dureza, son especiales para aplicarlos al proyecto

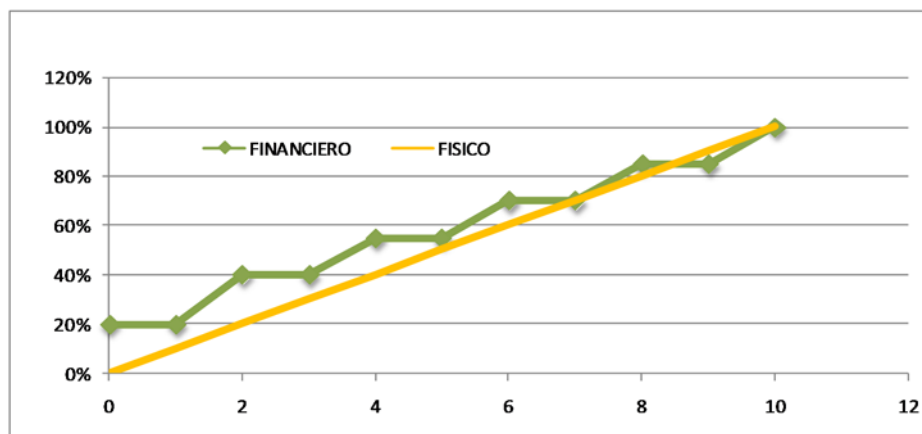
6.6. CALENDARIO DE DESEMBOLSOS

CUADRO N° 6.4: CALENDARIO DE DESEMBOLSOS CONSTRUCCIÓN

N°	DESCRIPCIÓN	MES	PORCENTAJE PARCIAL	PORCENTAJE ACUMULADO	PARCIAL Bs.	ACUMULADO Bs.
1	PRIMER DESEMBOLSO (ANTICIPO)	0	20%	20%	0,00	0,00
2		1		20%		0,00
3	SEGUNDO DESEMBOLSO	2	20%	40%	0,00	0,00
4		3		40%		0,00
5	TERCER DESEMBOLSO	4	15%	55%	0,00	0,00
6		5		55%		0,00
7	CUARTO DESEMBOLSO	6	15%	70%	0,00	0,00
8		7		70%		0,00
9	QUINTO DESEMBOLSO	8	15%	85%	0,00	0,00
10		9		85%		0,00
21	SEXTO DESEMBOLSO	10	15%	100%	0,00	0,00
TOTAL			100%		0,00	

CUADRO N° 6.5: PROGRAMACIÓN FÍSICO

MES	PORCENTAJE PARCIAL	PORCENTAJE ACUMULADO
0	0%	0%
1	10%	10%
2	10%	20%
3	10%	30%
4	10%	40%
5	10%	50%
6	10%	60%
7	10%	70%
8	10%	80%
9	10%	90%
10	10%	100%
	100%	



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El estudio del sistema de riego es viable desde el punto de vista técnico, ya que se cuenta con todos los recursos necesarios para la implementación y posterior funcionamiento del mismo, con el acompañamiento desde la licitación hasta la conclusión del proyecto, se pretende lograr la consolidación de la organización de regantes con la comunidad capacitada en cuanto a la gestión, medio ambiente, desarrollo agrícola y manejo de la infraestructura mejorada a fin de garantizar la sostenibilidad del Proyecto.

- El área cultivable en la zona de estudio es de 5.9 Has. aptas para la agricultura, es garantizada con los recursos hídricos existentes, razón por la cual se puede asegurar la viabilidad del proyecto; ya que actualmente se cuenta con una base de la estructura productiva, donde se han planteado los cultivos “con proyecto”, los mismos se hallan adaptados a las condiciones de clima y suelos de la zona, se han efectuado ligeros cambios en las épocas de siembra, en función a la disponibilidad de agua , oportunidad de mercado y requerimientos de mano de obra para las diferentes actividades culturales y de cosecha.
- El proyecto responde favorablemente a los criterios medioambientales puesto que la infraestructura no tiene efectos desfavorables en las condiciones ambientales, en razón que el trazo del canal revestido pasa por la acequia actual e incrementando trazos nuevos optimizando (no existirán grandes movimientos de tierra). La calidad del agua no presenta riesgos en su uso y con la capacitación a los agricultores se podrá llegar a un uso racional del suelo y el agua.
- Por lo descrito anteriormente se recomienda la ejecución del presente proyecto.