

## **CAPÍTULO I**

### **EL PROYECTO**

#### **1.1.- Problema actual**

- Disponibilidad anual de agua

La disponibilidad del agua está limitada a las condiciones climatológicas de la zona, de tal forma que en época de estiaje, no se cuenta con ninguna fuente de agua.

- Riesgos para la agricultura y el abrevadero de animales

Actualmente en la comunidad de Huancoiro, no existe un sistema de riego, por lo cual, la agricultura está orientada a una cosecha al año (secano); se tienen dificultades para el abrevado de los animales. Las fuentes de agua se encuentran a distancias considerables.

#### **1.1.1.- Planteamiento del problema**

El área de intervención del proyecto corresponde a la comunidad de Huancoiro, ubicada en la Primera Sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija; la región se caracteriza por ser topográficamente accidentada, alcanzando elevaciones de 2000 m.s.n.m.

Las condiciones climatológicas son variables en la región, las lluvias se concentran entre los meses de octubre a marzo y se caracterizan por su alta intensidad y corta duración; por consiguiente el periodo seco dura entre 6 y 7 meses del año.

La agricultura, considerada de mayor importancia, actualmente se concentra en los cultivos tradicionales tales como la papa, maíz, arveja y frutas como ser duraznos, higos, manzanas y diferentes tipos de verduras. Prácticamente toda la producción se destina al autoconsumo y son pequeños los volúmenes comercializables, siendo por tanto los ingresos insuficientes para la subsistencia familiar, por lo que los miembros de las familias migran temporalmente para generar ingresos adicionales.

Gran parte de la agricultura que se desarrolla es a secano, es decir, que los cultivos dependen exclusivamente de las lluvias para su desarrollo. Como es lógico pensar la mayoría de las fuentes existentes ya están siendo aprovechadas para uso doméstico y principalmente para el riego de pequeñas superficies.

También podemos destacar el proceso de erosión y la baja fertilidad de los suelos, además de los periodos de sequía que se presentan incluso en la época de lluvias, produciendo incertidumbre en la producción. La situación se agrava por la falta de capacitación, ya que los comunarios no pueden fortalecer sus conocimientos y acceder a tecnologías alternativas para prevenir y/o mitigar los daños ocasionados por eventos naturales adversos.

En cuanto a la parte técnica, al constituirse el ítem de excavación, en el más importante dentro del presupuesto de construcción, es esencial precisar el volumen de tierra a ser excavado y las horas de trabajo de la maquinaria correspondiente, para posteriormente realizar el análisis de costos.

Para la obtención del volumen de tierra a ser removido en la excavación de un atajado, se necesita conocer la capacidad del mismo y la pendiente natural del área de emplazamiento de la obra.

### **1.1.2.- Formulación del problema**

¿Es necesaria la realización de atajados para mitigar el riesgo de la producción agrícola y para el abrevadero de animales, en la comunidad de Huancoiro?

Es imprescindible la realización de atajados en la comunidad de Huancoiro, con el objeto de mejorar la calidad de vida de los comunarios, mitigando el riesgo para la producción agrícola y para el abrevado de animales.

Mediante el diseño de un atajado, se pretende encarar el problema anteriormente descrito ofertando a los comunarios de Huancoiro las facilidades que conlleva el servicio y de esta manera, generar seguridad en cuanto a la dotación de agua para la producción.

### **1.1.3.- Sistematización del problema**

¿Existe riesgo en la producción agrícola en la comunidad de Huancoiro?

¿Cómo podemos precisar mejor el movimiento de tierras para optimizar el uso de recursos económicos en la construcción de atajados?

¿Para qué se requiere el acompañamiento a los agricultores una vez construidos los atajados?

Frente a las variaciones en las precipitaciones, ¿se ha tomado alguna medida para evitar que los atajados rebosen? ¿Y para evitar filtraciones?

¿Ha sido posible retener el arrastre de sedimentos en el área de aporte?

¿Cuál es el costo de un atajado? ¿Cómo se financia los atajados?

¿Cuál es la vida útil de un atajado?

### **1.2.- Objetivos del proyecto.**

#### **1.2.1.- Objetivo general.**

Mejorar el nivel de vida de los comunarios, garantizando la dotación de agua para la producción agrícola de la comunidad de Huancoiro, mediante el diseño de atajados, con el cual se podrá apoyar al sector productivo agrícola de la comunidad.

#### **1.2.2.- Objetivos específicos.**

- Garantizar la producción alimentaria agropecuaria, beneficiando a 7 familias en la comunidad de Huancoiro.
- Disminución de los riesgos de la producción agrícola, como efecto de las sequías e irregularidades en las precipitaciones pluviales, mediante la cosecha de agua de lluvia.
- Optimizar el diseño de atajados para que pueda ser aplicado en la zona, de condiciones topográficas irregulares.
- Optimización del movimiento de tierra, para reducir los costos de construcción del atajado.

- Implementación de medidas de mitigación del riesgo de sequía y el fortalecimiento de las capacidades locales.
- Realizar un análisis de alternativas y escoger el más apropiado para la realización del proyecto.
- Reducir la migración de los comunarios (agricultores), hacia los centros urbanos.

### **1.3.- Justificación del proyecto.**

#### **1.3.1.- Justificación teórica.**

El almacenamiento de agua en atajados es una técnica secular en áreas áridas y semiáridas, mediante la cual se almacena la escorrentía de la precipitación pluvial, o agua de otras fuentes, en estanques excavados en la tierra.

El agua luego se la utiliza para abrevar a los animales, para riego o para uso doméstico en caso de que las lluvias sean irregulares o durante el periodo de estiaje.

#### **1.3.2.- Justificación académica.**

Aplicar los conocimientos adquiridos en el diseño de atajados, de manera que el campo teórico se complemente con la aplicación práctica que conlleva el “Diseño de atajados para la comunidad de Huancoiro”.

#### **1.3.3.- Justificación técnica.**

La construcción de atajados es una tecnología común en nuestro medio, el diseño de estos reservorios artificiales excavados en suelo natural con maquinaria pesada, no representa mayores dificultades cuando las condiciones de topografía son apropiadas.

Producto de las experiencias generadas por otras instituciones y técnicos se han desarrollado diferentes métodos de diseño de atajados aplicables a terrenos de topografía regular, que en esencia consideran pendientes constantes y regulares para el cálculo. Estos métodos de diseño no han considerado criterios de cálculo para terrenos con pendientes irregulares y accidentadas. El asumir resultados aplicables a terrenos de topografía regular siendo accidentada genera imprecisiones.

En estas condiciones los cálculos pueden generar imprecisión en cuanto a los volúmenes de excavación y por consiguiente a las horas de maquinaria pesada necesarias para la construcción de un atajado.

La finalidad de este trabajo es poder brindar un proyecto que permita optimizar el cálculo del movimiento de tierra en el emplazamiento del atajado, en base a la obtención de datos del terreno, y de esta forma precisar los cálculos y el diseño general del atajado.

#### **1.3.4.- Justificación social.**

La comunidad de Huancoiro, se caracteriza por ser una zona deprimida con poco desarrollo. El factor determinante que determina el subdesarrollo es la escasez de agua, tanto para el consumo humano, animales y para el riego.

La implantación de proyectos de aprovisionamiento de aguas que puedan ser reguladas es una alternativa para paliar en algo el estado actual de la pobreza y dificultades a las que tienen que enfrentar los campesinos en el área del proyecto.

#### **1.3.5.- Justificación institucional.**

Se realiza este proyecto de ingeniería con el propósito de contribuir a la extensión universitaria en la sociedad, apoyando técnicamente con la realización de “Diseño técnico de atajados en la comunidad de Huancoiro”, adecuado a las necesidades de los comunarios, con una infraestructura de embalse de aguas de estas características en la comunidad de Huancoiro, lo que generará un mejoramiento de aprovisionamiento de agua en la región.

## CAPÍTULO II

### ASPECTOS SOCIALES Y FÍSICOS DEL PROYECTO

#### 2.1.- Ubicación geográfica.

El Municipio de San Lorenzo, Primera Sección Municipal de la Provincia Méndez del departamento de Tarija, se encuentra ubicado dentro del Valle Central de Tarija, con altitudes que varían desde los 1.092 metros sobre nivel del mar en la parte más baja, llegando al pie de monte con altitudes de 2.100 m.s.n.m. y pasando a elevaciones más altas de 4.300 m.s.n.m., en las montañas de la reserva biológica de Sama.

San Lorenzo se encuentra localizada en la parte Norte del departamento de Tarija, con una orientación Noroeste, en proximidad de la serranía de la cordillera de Sama y se prolonga hasta Tomatitas, geográficamente, el municipio, se encuentra localizado entre los: 20° 55´ 52 Latitud Sud – 64° 42` 09" Longitud Oeste, con referencia al norte y 21° 34´44" Latitud Sud – 64° 52´ 53" Longitud Oeste en su extremo sud.

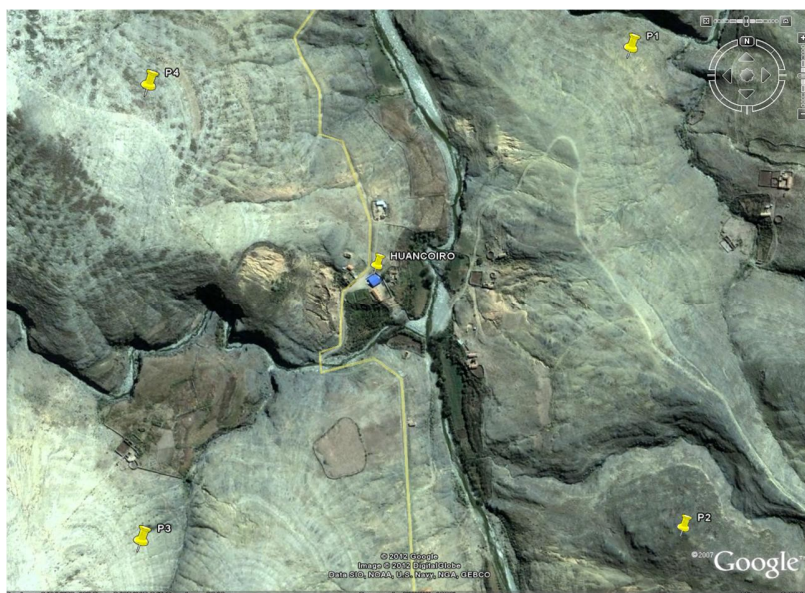
**Cuadro 2.1**

#### UBICACIÓN DE LA PROVINCIA MÉNDEZ



La comunidad de Huancoiro se encuentra ubicada en la primera sección de la provincia Méndez, en el distrito 7, El Rosal. Limita al sur con la comunidad de Huacata, al norte con la comunidad de Yumasa, al este con las comunidades de Colorado norte y Zapatera y al oeste con la segunda sección de la provincia Méndez.

**Cuadro 2.2**  
**UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA COMUNIDAD**



**Fuente:** Google earth.

Las coordenadas en las que se encuentra la comunidad de Huancoiro son:

**Tabla 2.1**

PUNTOS	CORDENADAS	
	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE
<b>P1</b>	21 <sup>0</sup> 11'40.28"	64 <sup>0</sup> 51'6.38"
<b>P2</b>	21 <sup>0</sup> 11'59.56"	64 <sup>0</sup> 51'4.75"
<b>P3</b>	21 <sup>0</sup> 1'0.20"	64 <sup>0</sup> 51'26.65"
<b>P4</b>	21 <sup>0</sup> 11'42.40"	64 <sup>0</sup> 51'26.18"
<b>HUANCOIRO</b>	21 <sup>0</sup> 11'42.12"	64 <sup>0</sup> 51'17.06"

**Fuente:** Google earth.

## 2.2.- Población.

Según el censo 2001, información proporcionada por el INE (Instituto Nacional de Estadística).

**Tabla 2.3**  
**POBLACIÓN**

<b>Comunidad</b>	<b>Nº Habitantes</b>
Zapatera	133
Huancoiro	154
Colorado norte	233
Yumasa	110
Noquis	68
Romadilla	10
Taracal	90
Nogalitos	72
Palacios	116
Campanario	125
Camarón	161
Camarón zona el morro	110
Camarón zona la capilla	51
Mandor chico	116
Quirusillas	161
Panti pampa	83
Criva	139
León cancha	243

**Fuente:** INE (instituto nacional de Estadística).

**Tabla 2.4**  
**TASA DE CRECIMIENTO INTER CENSAL.**

	<b>TOTAL</b>	<b>ÁREA URBANA</b>		<b>ÁREA RURAL</b>		<b>TASA DE CRECIMIENTO</b>		
<b>Provincia Méndez</b>	32,038	1,340	1,412	14,171	15,115	0.76	1.75	0.67
<b>1º Sección</b>	21,375	1,340	1,412	9,051	9,572	1.52	1.75	1.49
<b>2º Sección</b>	10,663			5,120	5,543	0.63		0.63

**Fuente:** INE (Instituto Nacional de Estadística).

En la comunidad de Huancoiro están registrados 44 familias, según el libro de actas que se maneja en la actualidad Octubre 2012. (Ver anexo 1)

#### **2.2.1.- Población beneficiaria.**

Las personas que serán beneficiadas con el proyecto serán 7 familias, de la comunidad de Huancoiro.

#### **2.2.3.- Actitud de los comunarios ante el proyecto.**

La comunidad de Huancoiro está de acuerdo con la realización de atajados, pues cree que con este tipo de proyectos podrá mejorar las condiciones de vida de los comunarios, están dispuestos a poner una contraparte con mano de obra si es que fuese necesario para llegar a efectuar dicho proyecto.

La comunidad mostró la predisposición de apoyar y realizar el seguimiento de este emprendimiento con el fin de culminar el objetivo trazado que es la construcción de atajados para la comunidad de Huancoiro.

#### **2.3.- Principales actividades de la población.**

Las principales actividades que realiza la población es la actividad agrícola tradicional, puesto que las condiciones no favorecen, para diversificar los cultivos, debido a que la comunidad se encuentra en grandes altitudes donde el clima no ayuda con el rendimiento de la producción.

En la comunidad se practica la cría de animales de pastoreo como ser de ovejas, cabras y vacas, esto en menor escala, además de cría de gallinas y cerdos para el consumo doméstico.

#### **2.4.- Servicios básicos.**

##### **2.4.1- Agua potable.**

En la comunidad de Huancoiro las viviendas se encuentran muy separadas lo que hace difícil y costoso conectar todas las viviendas a una red comunal. En algunos casos, las casas tienen sus propios pozos, en las zonas altas se nota aún más la escasez de agua, los mismos comparten vertientes que en ocasiones no es suficiente

para el consumo humano.

En la comunidad confirman que el agua es dulce y que tienen un buen sabor. En época seca a final del invierno, hay más problemas con el servicio del agua.

#### **2.4.2- Alcantarillado sanitario.**

La comunidad no cuenta con alcantarillado sanitario.

#### **2.4.3- Fuentes y uso de energía.**

En la comunidad de Huancoiro no tiene una red de energía eléctrica debido a la lejanía del lugar de la zona urbana, pero en la escuela se cuenta con un panel solar que brinda energía eléctrica a los niños que pasan clases en dicho establecimiento, que se utiliza para hacer funcionar la radio en su escuela. Algunas viviendas también tienen paneles solares, pero no hay datos exactos.

#### **2.4.4.- Salud.**

La comunidad de Huancoiro no cuenta con un centro de salud en el lugar, los pacientes de Huancoiro están referidos a la posta de salud de Zapatera por ser el más cercano, cuando tiene problemas más graves de salud van directamente a la ciudad de Tarija.

##### **2.4.4.1.- Infraestructura y personal de la posta de salud.**

**Tabla 2.5**  
**INFRAESTRUCTURA ESTABLECIMIENTO DE SALUD**

Nro.	Establecimiento de Salud	C/ que cuenta	
		Nº Pieza	Nº Cama
1	Jarcas	4	
2	Zapatera	3	2
3	Carachimayo Centro	4	2
4	Loma de Tomatitas	6	1
5	Cochas	4	2
6	Alaypata	6	3
7	León Cancha	3	6

<b>8</b>	San Pedro de Las Peñas	5	2
<b>9</b>	Quirusillas	3	2
<b>10</b>	Camarón	3	6
<b>11</b>	La Victoria	6	2
<b>12</b>	Canasmoro	7	2
<b>13</b>	Sella Méndez	12	3
<b>14</b>	Tomatitas	6	1
<b>Total</b>		<b>72</b>	<b>34</b>

**Fuente:** Boletas Comunales 2007

**Elaboración:** SIC. Srl.

## 2.5.- Vivienda.

La ocupación de las viviendas ha variado sustancialmente, debido a la existente migración campo ciudad, generalmente las viviendas están ocupadas por personas mayores y niños, ya que la población joven a emigrado a otros lugares.

Para entender mejor la composición del tipo de viviendas se ha realizado la clasificación de las viviendas en tres tipos:

- **Tipo I:** La pared es de ladrillo, el piso de mosaico y el techo de teja o chapa.
- **Tipo II:** La pared es de adobe, el piso de cemento y el techo de teja o chapa.
- **Tipo III:** La pared es de palo apique o piedra, el piso de tierra y el techo de tierra.

Con la clasificación mencionada, se tiene los siguientes resultados por distritos y a nivel municipal:

**Tabla 2.6**  
**TIPOS DE VIVIENDA POR DISTRITO MUNICIPAL, 2007**

Distrito		Tipos de Viviendas			Total
		Tipo I	Tipo II	Tipo III	
<b>1</b>	San Lorenzo	390	200	241	831
<b>2</b>	Tomatitas	121	393	671	1.185

<b>3</b>	Santa Bárbara	105	318	161	584
<b>4</b>	Choroma	8	77	220	305
<b>5</b>	Eustaquio	62	521	519	1.102
<b>6</b>	Sella	10	227	163	400
<b>7</b>	El Rosal	-	27	435	462
<b>8</b>	Panti Pampa	2	17	313	332
<b>9</b>	Jarca Cancha	2	157	127	286
<b>10</b>	Alto de Cajas	-	98	270	368
<b>Total</b>		<b>700</b>	<b>2.035</b>	<b>3.120</b>	<b>5.855</b>

**Fuente:** Boletas Comunales; 2007

**Elaboración:** SIC. Srl.

La comunidad de Huancoiro pertenece al distrito 7 El Rosal, donde la mayor parte de la población tiene sus viviendas no con buena calidad, demostrándose así que las familias que viven en esas zonas cuentan con pocos ingresos económicos.

## **2.6.- Educación.**

Los establecimientos educativos en el Municipio de San Lorenzo y como lo establece el SEDUCA, se encuentra conformada por Núcleos que albergan varias unidades educativas, la unidad educativa de Huancoiro pertenece al núcleo educativo Alcira Lema de López.

**Tabla 2.7**  
**ESTRUCTURA Y OFERTA EDUCATIVA; 2007**

Núcleo	Unidad Educativa	Comunidad	Máx. Grado
Alcira lema de López	Colorado Norte	Colorado Norte	8vo. Primaria
	Huancoiro	Huancoiro	5vo. Primaria
	Tomatas Grandes	Tomatas Grandes	4vo. Primaria
	Zapatera	Zapatera	8vo. Primaria
	Huacata	Huacata	8vo. Primaria
	15 De Abril	15 De Abril	8vo. Primaria
	Chamata	Chamata	5vo. Primaria

**Fuente:** SEDUCA, Boletas comunales 2007.

## **2.7.- El clima.**

Según desarrollo urbano de la provincia Méndez, resulta para la comunidad la siguiente unidad climática:

Clima frío árido

Unidad climática ubicada entre las alturas de 2000 a 3000 msnm (Huancoiro, elevación 2833 m.s.n.m.), cuyas temperaturas varía de 14 ° a 16° C.

## **2.8.- Flora.**

La secretaría de desarrollo urbano de la provincia Méndez identificó 4 pisos ecológicos, donde la comunidad de Huancoiro forma parte del segundo piso ecológico, el cual será descrito a continuación:

Segundo Piso ecológico (Pre puna: 2300 – 3100 m.s.n.m.).

El segundo piso ecológico denominado pre puna incluye fisiográficamente los valles altos y cabeceras de valles, distribuidos entre los rangos de 2100 a 2300 m y los 3000 a 3200 m de altitud, presentan climas xéricos moderados. En dichos valles, el efecto orográfico de sombra es importante. La vegetación que caracteriza a este piso son manchas de bosques xerofíticos espinosos (vegetal adaptado para resistir períodos de sequía) con presencia de arbustales, con flora rica en elementos andinos endémicos (del lugar) y sub endémicos.

En los claros de estos bosques bajos, se desarrollan comunidades herbáceas perennes raras y una vegetación de hierbas efímeras anuales (vida corta), que en épocas lluviosas pueden ser importantes para la cobertura vegetal.

Las condiciones climáticas que son frecuentes en este piso ecológico son precipitaciones que varían de Norte a Sur, presentándose de 400 a 500 mm/año en el sector norte y en el extremo sur de 1000 a 1100 mm/año, acompañadas por vientos moderados en los meses de estiaje.

### 2.9.- Fauna.

En la comunidad de Huancoiro se realiza actividades pastoriles donde resalta la cría de cabras, ovejas y vacas; además de la cría de animales como cerdos y gallinas para el consumo doméstico.

### 2.10.- Hidrografía.

Se realizó la identificación de dos sub cuencas Pilcomayo y Guadalquivir. La comunidad de Huancoiro pertenece a la cuenca del Pilcomayo, el río más cercano que pasa por la comunidad confluye al río Huacata, el cual hecha sus aguas al río Camblaya.

### 2.11.- Orografía.

Las serranías importantes que se encuentran en cercanías de la comunidad de Huancoiro son:

**Tabla 2.8**  
**SERRANÍAS**

SERRANÍAS	Coordenadas UTM		
	X	Y	Elevación (m.s.n.m.)
S/N	309712.85	7656216.1	3083
S/N	309098.28	7653130	3146
S/N	309719.89	7655464.7	3020
S/N	308234.66	7656528.3	2940
S/N	306073.12	7655165.6	3000

Fuente: Cartas IGM.

### 2.12.- Precipitaciones.

Se realizará un análisis de precipitaciones con información proporcionada por el SENHAMI, las estaciones disponibles en la provincia Méndez son:

#### **ESTACIONES QUE SE ENCUENTRAN EN LA PROVINCIA MÉNDEZ**

- Tomayapo Pueblo

- Alto Cajas
- Campanario
- Canasmoro
- Carrizal
- Coimata
- Corana
- El Molino
- El Puente
- Erquiz
- Huacata
- Lajas
- León Cancha
- Sama Cumbre
- Sama Iscayachi
- San Lorenzo
- Sella Quebradas
- Tarija Cancha
- Trancas
- Tucumillas

### ESTACIONES QUE SE UTILIZARÁN PARA EL DISEÑO DE ATAJADOS

**Tabla 2.9**

#### PRECIPITACIONES MEDIAS MENSUALES

Estación	Coordenadas UTM		Altura	P
	X (m)	Y (m)	m.s.n.m.	mm
<b>Huacata</b>	308496	7650297	2858	849.2
<b>Trancas</b>	311638	7642951	2198	793
<b>Corana</b>	316733	7643593	2120	682.4
<b>León Cancha</b>	321919	7657122	2729	541.4

Fuente: SENHAMI.

**Tabla 2.10**  
**EVAPORACIÓN MEDIA MENSUAL**

Estación	X	Y	Altura	Evaporación
	m	m	m.s.n.m.	mm/día
<b>El Tejar</b>	321715	7616735	1859	4.10
<b>Canasmoro</b>	318750	7617778	2080	4.32
<b>Coimata</b>	315234	7623275	2000	3.90
<b>Campanario</b>	295354	7619806	3460	5.32
<b>Trancas</b>	311638	7642951	2198	4.54

Fuente: SENHAMI.

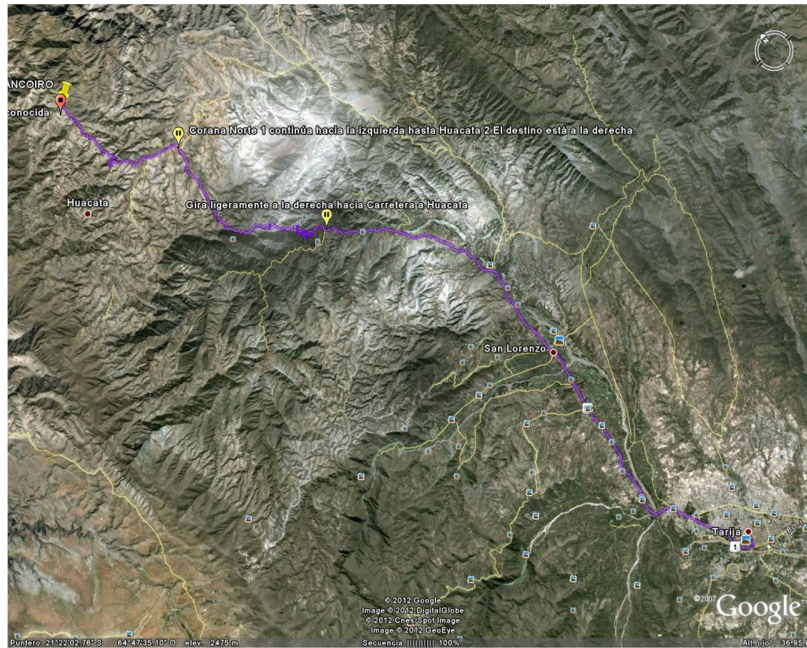
### **2.13.- Caudales medios.**

No se cuenta con información de aforo caudales para esta zona, se estimará a partir del análisis de las precipitaciones en el lugar y se utilizará fórmulas empíricas, para su respectiva cuantificación.

### **2.14.- Acceso a la zona del proyecto.**

La infraestructura caminera de la comunidad está compuesta por caminos de tierra, forma parte de los tramos Huacata-Huancoiro y Huancoiro-Paicho, en periodo de lluvias se deteriora el camino haciendo que el conductor opere la movilidad con precaución, más todavía en el tramo Tomatas-Huacata o por el otro camino que es Carachimayo-Huacata, ya que para llegar a Huancoiro se debe atravesar grandes serranías con elevaciones importantes.

**Cuadro 2.4**  
**ACCESO A LA COMUNIDAD DE HUANCOIRO (TARIJA-HUANCOIRO)**

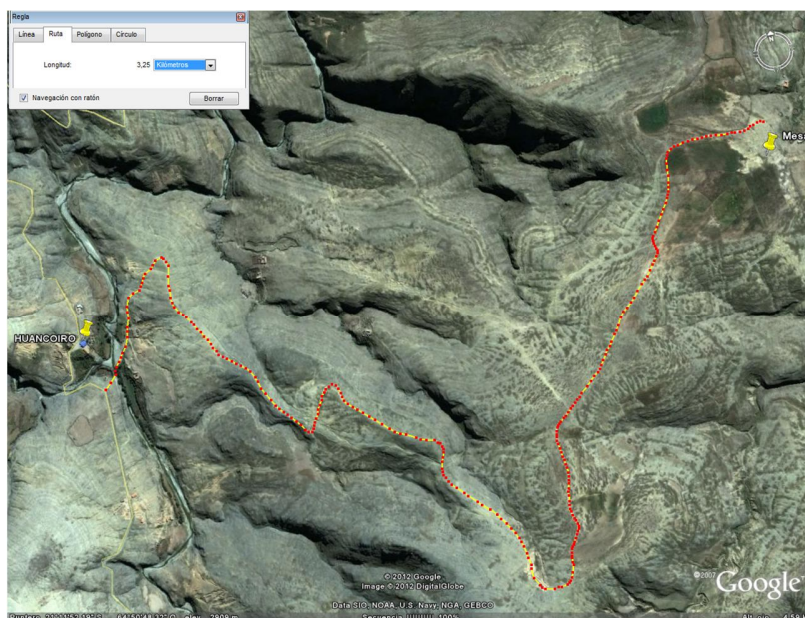


**Fuente:** Google earth.

La distancia del centro de la ciudad de Tarija al lugar donde está la comunidad donde se realizará el proyecto, es de aproximadamente 53.9 kilómetros, más o menos un viaje de 1 hora y media.

## Cuadro 2.5

### TRAMO DE LA COMUNIDAD AL LUGAR DONDE SE ENCUENTRAN LOS ATAJADOS



Fuente: Google earth.

De la comunidad al lugar donde se encuentran los atajados se tiene una distancia de aproximadamente 3.25 kilómetros, por un camino que aperturarón hace 4 años, los comunarios de Huancoiro.

#### **2.15.- Organizaciones.**

##### **2.15.1- OTB`S.**

La comunidad de Huancoiro forma parte de las organizaciones territoriales de base.

**Cuadro 2.6**  
**ORGANIZACIONES TERRITORIALES DE BASE, POR DISTRITOS; 2007**

DISTRITO		OTB	
7	EL ROSAL	1	Zapatera
		2	Criva
		3	El Rosal
		4	San Isidro
		5	León Cancha
		6	Colorado Norte
		7	Yumasa
		8	Noques
		9	Nogalitos
		10	Huancoiro
		11	Palacios

**Fuente:** Boletas Comunales; 2007

**Elaboración:** SIC. Srl.

**2.15.2.- Central Campesina 1ra. Sección Provincia Méndez.**

La comunidad de Huancoiro forma parte de la sub central de Zapatera.

**Cuadro 2.7**  
**CENTRAL CAMPESINA DE LA 1RA SECCIÓN DE LA PROVINCIA**  
**MÉNDEZ**

SUB CENTRAL	COMUNIDAD
ZAPATERA	Colorado Norte
	Zapatera
	Huancoiro

**Fuente:** Boletas Comunales; 2007

**Elaboración:** SIC. Srl.

## **CAPÍTULO III**

### **INGENIERÍA DEL PROYECTO**

#### **3.1.- Proceso de diseño.**

Para la construcción de atajados, se cumple una sucesión de pasos, en los cuales se tienen que tomar decisiones y establecer acuerdos entre los futuros usuarios y técnicos. Ambas partes deben definir y priorizar concertadamente la construcción de atajados en la comunidad. Es imprescindible contar con información actualizada del lugar y/o comunidad, tanto en el aspecto social, como de las características particulares de la cuenca, donde estarán ubicadas las obras.

Otro de los factores importantes para hacer viable un proyecto de estas características es el apoyo, seguimiento de la comunidad, tanto en la etapa del diseño como en la parte de la ejecución de la obra, para evitar futuros conflictos en el proceso constructivo y la gestión del atajado.

#### **3.1.1.- Criterios técnicos para el emplazamiento de atajados.**

Entre los criterios técnicos más relevantes para emplazar un atajado correctamente podemos mencionar los siguientes:

- Ubicación del lugar de emplazamiento del atajado.
- Topografía y pendiente del terreno natural.
- Características del suelo.
- Área mínima de la micro cuenca de aporte y escorrentía superficial.
- Fuentes de agua.
- Precipitaciones en la zona (cosecha de agua).
- Análisis de riesgo.

#### **3.1.2.- Ubicación del lugar de emplazamiento del atajado.**

Para la ubicación del lugar de emplazamiento de un atajado se tomará en cuenta el área (largo y ancho) disponible para poder emplazar el atajado, esto será en función

de la capacidad del atajado, las mismas que se traducen en dimensiones de largo y ancho principalmente y el espacio necesario para conformar los terraplenes frontal y laterales que forman parte del pequeño embalse, estos valores los obtenemos del diseño geométrico.

Los derechos de propiedad de la tierra son determinantes para el futuro emplazamiento del atajado, éstos deben ser claramente establecidos, antes de la construcción del mismo; de igual manera los derechos creados a partir de la construcción de la infraestructura deben ser claros para evitar conflictos en la gestión del atajado y el uso del agua.

Es importante también mencionar que la ubicación debe estar estratégicamente ubicada con el propósito de proteger a la estructura de los sedimentos que puedan arrastrar las precipitaciones es prudente no emplazarlos en el camino o curso de las quebradas debido a que éstos son difíciles de manejar hablando específicamente por el arrastre de sedimentos que éstos puedan ocasionar.

### **3.1.3.- Topografía y pendiente del terreno natural.**

Los atajados pueden ser construidos en terrenos con distinta pendiente, lo aconsejable es que ésta esté comprendida entre un 4% y un 15%, para tener estabilidad en el conjunto del terraplén frontal ubicado en la parte baja del atajado.

En terrenos con pendiente superior a la indicada genera mayores movimientos de tierra para lograr la misma capacidad de embalse, esto se traduce directamente en incrementos de los costos del equipo pesado, en el Ítem de excavación.

La topografía en donde se planea realizar los atajados está en un rango de 10-15%.

### **3.1.4.- Características del suelo.**

El tipo de suelo es fundamental para la construcción de atajados, ya que de eso depende la estabilidad de los taludes y la impermeabilidad del atajado en general.

Es aconsejable la construcción de los mismos en terrenos con alto contenido arcilloso ya que este material es impermeable por naturaleza y de esa forma se pueda

garantizar el embalse de agua minimizando las filtraciones por la base y pie de los terraplenes.

Los suelos más aptos para la construcción de atajados son los que se presentan en el cuadro siguiente como referencia únicamente:

**Cuadro 3.1**  
**PORCENTAJES ADMISIBLES DE MATERIAL**

<b>Material</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Diámetro (mm)</b>
Arena	<50%	0.05-20
Limo	<40%	0.002-0.05
Arcilla	>30%	Inferior a0.002

**Fuente:** Villegas Eduardo, 2000.

Para la respectiva clasificación de los suelos del lugar del proyecto, se tomaron 4 muestras representativas que fueron transportadas al laboratorio de suelos del PERT, en la ciudad de Tarija, los cuales serán analizados mediante los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico por tamizado.
- Determinación del contenido de humedad.
- Determinación del límite líquido y límite plástico.
- Clasificación de suelos.

Después de haber realizado los ensayos de laboratorio (ver Anexo 3) se tuvo como resultado la siguiente clasificación de suelos.

**Tabla 3.1**  
**CLASIFICACIÓN DE SUELOS**

<b>Muestra</b>	<b>Humedad Higroscópica (% H<sub>h</sub>)</b>	<b>Límite líquido (%)</b>	<b>Límite plástico (%)</b>	<b>Índice de plasticidad (%)</b>	<b>Clasificación SUCS</b>	<b>Clasificación AASHTO</b>
1	1.22	30.82	21.76	9.06	SC	A – 4 (0)
2	1.47	26.88	12.11	14.76	SC	A – 6 (10)
3	1.26	35.09	20.60	14.48	GC	A – 7–5 (9.5)
4	0.84	23.91	15.81	8.10	SC	A – 4 (8)

**Fuente:** Elaboración propia

### **3.1.5.- Área mínima del micro cuenca de aporte y escorrentía superficial.**

El volumen de escorrentía de agua en el área de aporte de la micro cuenca depende de varios factores de precipitación y escorrentía.

En lo referente a precipitación no sólo es importante la cantidad de agua también la intensidad de la misma. Un chubasco breve e intenso genera un mayor volumen de escorrentía que una lluvia de la misma cantidad de precipitación pero en un periodo más largo.

El área mínima de la micro cuenca de aporte se estimó a partir de un levantamiento topográfico el cual fue procesado a través de un programa CAD.

### **3.1.6.- Fuentes de agua**

La forma más común para captar agua en un atajado, en zonas áridas y semiáridas es colectando o cosechando el agua de lluvia que escurre superficialmente mediante canales o zanjas de captación y aducción que bordean las laderas de un cerro.

- Escorrentía de agua pluvial proveniente de un área de micro cuenca
- Ríos, acequias, quebradas y cunetas

- Vertientes

En el proyecto se utilizará como fuente de agua las precipitaciones pluviales, las cuales serán interceptadas mediante canales de captación estratégicamente ubicados para captar la mayor cantidad de agua y de forma segura.

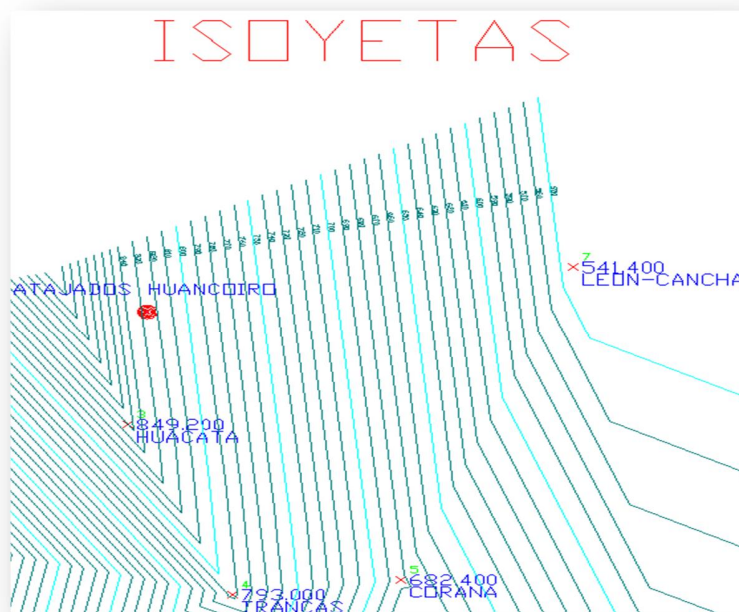
### 3.1.7.- Precipitaciones en la zona.

Las estaciones utilizadas para estimación de precipitaciones medias anuales son:

- Huacata
- Trancas
- Corana
- León Cancha

Las isoyetas realizadas a partir de estas estaciones nos muestran los siguientes resultados:

**Cuadro 3.2**  
**ISOYETAS**



Donde la precipitación media anual para la zona es de aproximadamente 830 mm.

También se realizó la estimación de precipitaciones medias anuales para el proyecto a través de un programa estadístico Stat graphics, donde la precipitación se puso en función de la altura a nivel del mar y de las coordenadas UTM (Universal Transversal Mercator) en los que se encontraban, dando así una ecuación de múltiple.

### 3.1.7.1.- Calibración - precipitación media anual.

**Tabla 3.2**  
**DATOS-ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS**

ESTACIÓN	COORDENADAS UTM		ALTURA	PRECIPITACION MEDIA ANUAL
	X	Y		
	m	m	m.s.n.m.	mm
HUACATA	308496	7650297	2858	849.2
TRANCAS	311638	7642951	2198	793
CORANA	316733	7643593	2120	682.4
LEON CANCHA	321919	7657122	2729	541.4

Fuente: SENAMHI.

### Regresión Múltiple - Precipitación media anual

**Variable dependiente:**

- Precipitación media anual (**mm**)

**Variables independientes:**

- X (**m**)
- Y (**m**)
- Altura (**m.s.n.m.**)

**R=1** (Coeficiente de correlación)

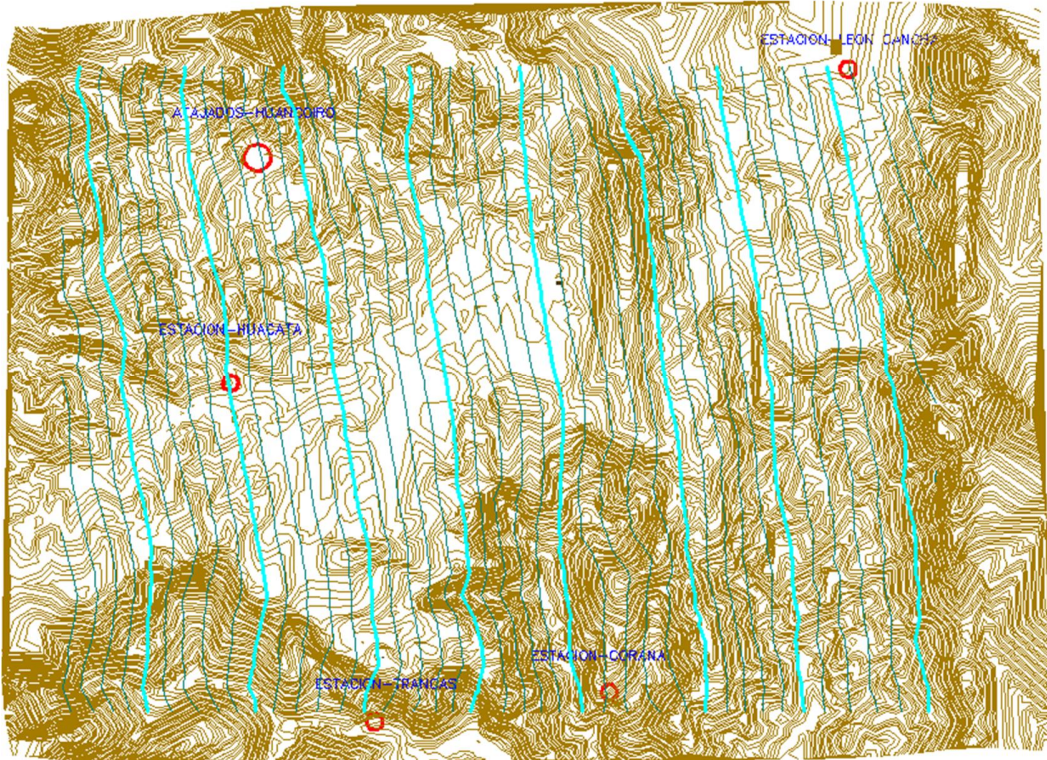
**R-cuadrada = 100.0** porciento

La salida muestra los resultados de ajustar un modelo de regresión lineal múltiple para describir la relación entre Precipitación media anual y 3 variables independientes. La ecuación del modelo ajustado es:

$$\text{Precipitación media anual} = 34609.4 - 0.020863 * X - 0.00358123 * Y + 0.0256913 * \text{Altura}$$

El modelo calibrado anteriormente se lo puede graficar de la siguiente manera.

### Cuadro 3.3 COMPORTAMIENTO DE LA LLUVIA-MODELO CALIBRADO



**Fuente:** Elaboración propia

Con esta forma de estimación, la precipitación media anual de la zona es 822.3 mm; cuyo valor es adoptado en el proyecto.

### **3.1.8.- Capacidad del atajado.**

Es importante determinar la capacidad de un atajado, para optimizar el uso de los recursos. La capacidad está en función de las fuentes de agua disponibles y del uso posterior del agua almacenada.

Conociendo la disponibilidad del volumen de oferta de las fuentes de agua y la demanda de agua para uso múltiple (riego, pecuario, doméstico), se puede determinar la capacidad del atajado para que no exista déficit.

La descripción anterior se resume a un análisis de oferta y demanda de agua que a través de un análisis de balance hídrico se puede determinar la capacidad del atajado de tal manera que no presente déficit alguno.

- Oferta de agua (precipitación, fuentes de agua adicionales)
- Demanda de agua, (riego, pecuario, doméstico) se debe considerar las filtraciones temporales y evaporación como un adicional a la demanda de agua.
- Balance hídrico, (oferta-demanda) en este análisis se determina la capacidad del atajado.

### **3.1.9.- Oferta de agua.**

Como se dijo anteriormente la principal fuente de agua para los atajados es la proveniente de la escorrentía superficial. Este volumen es generado por las precipitaciones sobre una pequeña área de una micro cuenca donde el agua de escorrentía es captada por canales de aducción o captación en las laderas de los cerros y son conducidas al pequeño embalse. Esta fuente de agua la conocemos como “*cosecha de agua*” cuyo volumen se determina a través de la siguiente expresión:

$$V_{esc} = C * P * A / 1000$$

$V_{esc}$  = Volumen de escurrimiento anual (m<sup>3</sup>)

$C$  = Coeficiente de escorrentía adimensional

$P$  = Precipitación anual (mm)

$A$  = Superficie del área de aporte de la micro cuenca ( $m^2$ )

### **3.1.10.- Demanda de agua.**

#### **3.1.10.1.- Uso para riego.**

Dependiendo de la zona y el régimen hidrológico, las necesidades de los cultivos, prioridades del beneficiario, el agua almacenada se puede utilizar en época de estiaje y en época de lluvias. En el caso de la época de lluvias sirve como riego complementario con el fin de asegurar la producción agrícola, para este caso la superficie de riego se incrementa ya que el atajado tendría que llenarse más de una vez y tiene carácter complementario, este manejo de agua depende de algunos factores como la lluvia, el clima, el suelo, el tipo de cultivo y el apropiado manejo del agua a cargo del beneficiario.

Para determinar el volumen de agua empleado en un área de riego se parte de la combinación de la transpiración del cultivo y la evaporación del suelo en su alrededor. Esta combinación se llama evapotranspiración y es el requerimiento de agua de un cultivo.

Para determinar la evapotranspiración existen varios métodos, pero a continuación se presenta el método de Penman Monteith adoptado por el PRONAR para los análisis correspondientes. Este método podemos decir que consta de dos pasos:

#### **Paso 1**

Consiste en calcular el requerimiento de agua de un cultivo de referencia. Esta evapotranspiración del cultivo de referencia ( $ET_0$ ) se calcula con el método de Penman Monteith.

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta(R_n) + \gamma \frac{900}{(T + 273)} * U(e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34U)}$$

Donde:

$ET_0$  = Evapotranspiración de referencia (mm/día)

$R_n$  = Radiación neta de la superficie del cultivo ( $MJ/m^2/día$ )

$R_a$  = Radiación extraterrestre (mm/día)

$G$  = Densidad del flujo del calor del suelo ( $MJ/m^2 /día$ )

$T$  = Temperatura media del aire a 2 m. de altura (0C)

$U$  = Velocidad del viento a 2 m. de altura (m/s)

$e_s$  = Presión de vapor de saturación (K Pa)

$e_a$  = Presión real del vapor (KPa)

$e_s - e_a$  = Déficit de presión del vapor (KPa)

$\Delta$  = Pendiente de la curva de presión de vapor ( $KPa/^0C$ )

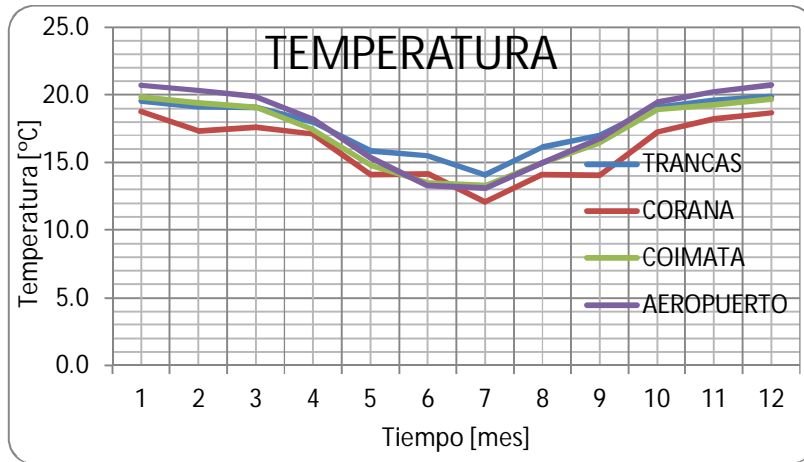
$\gamma$  = Constante psicométrica ( $KPa/^0C$ )

En zonas donde se dispone de toda la información necesaria se calculará con la fórmula de Penman Monteith. En zonas donde no se cuenta con información completa como ser humedad relativa, radiación solar, etc., la fórmula se modifica para estas diversas situaciones, en la zona no existen datos de temperatura y humedad relativa pero se utilizó datos de las estaciones más cercanas al lugar del proyecto.

**Tabla 3.3**  
**TEMPERATURA**

ESTACIÓN	COORDENADAS UTM		ALTURA
	X [m]	Y [m]	m
TRANCAS	311638	7642951	2198
CORANA	316733	7643593	2120
COIMATA	314678	7621516	2027
AEROPUERTO	322824	7616347	1849

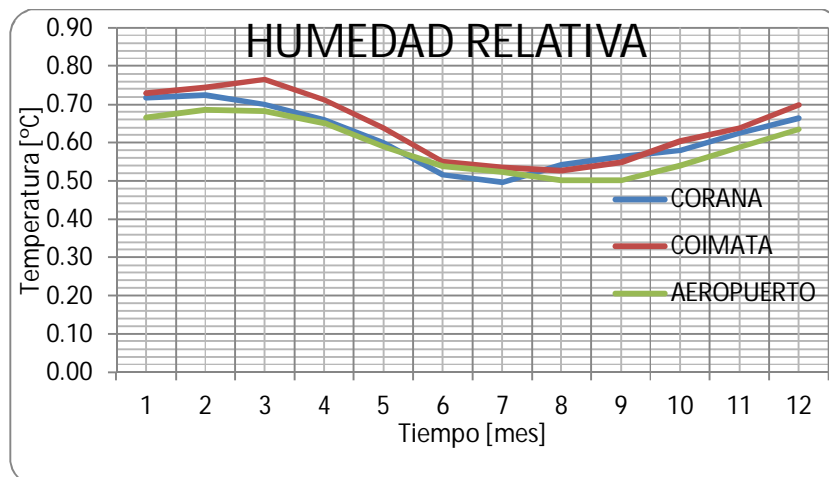
Fuente: Elaboración propia



**Tabla 3.4**  
**HUMEDAD RELATIVA**

ESTACIÓN	COORDENADAS UTM		ALTURA
	X [m]	Y [m]	m.s.n.m.
<b>CORANA</b>	316733	7643593	2120
<b>COIMATA</b>	314678	7621516	2027
<b>AEROPUERTO</b>	322824	7616347	1849

Fuente: Elaboración propia



## Paso 2

Se introducen los coeficientes ( $k_c$ ) propios para cada cultivo y se determina los valores de la evapotranspiración del mismo ( $ET_c$ ) para todo su ciclo fenológico con la relación siguiente:

$$ET_c = k_c * ET_o$$

$ET_c$  = Evapotranspiración (requerimiento de agua del cultivo)

$ET_o$  = Evotranspiración de referencia

$K_c$  = Coeficientes para el cultivo respectivo

Los coeficientes de cultivo  $K_c$  que se utilizaron son:

**Tabla 3.5**  
**COEFICIENTES DE CULTIVO ( $K_c$ )**

1	Arveja (verde)	120	0,41	0,78	1,15	1,05		
2	Avena (forrajera)	120	0,38	0,76	1,15	0,60		
3	Maíz (choclo)	150	0,24	0,41	0,80	1,08	1,03	
4	Papa (tardía)	180	0,24	0,74	1,02	0,75	0,61	0,48
5	Trigo (grano)	180	0,38	0,76	0,95	1,15	0,87	0,60

**Fuente:** PRONAR.

Este requerimiento de agua para los diferentes cultivos que conforman la cédula de cultivo elegida constituyen valores netos, los mismos deben ser afectados por eficiencias en el riego.

Estas eficiencias en el riego a través de atajados se reducen a: Eficiencia de conducción, distribución y aplicación parcelaria y no así la eficiencia de captación que corresponde al área de aporte y embalse del atajado.

La eficiencia total será el producto de las eficiencias enunciadas, la misma que será aplicada al requerimiento neto de los cultivos para obtener el requerimiento bruto de los mismos.

La relación siguiente permite determinar el requerimiento bruto de los cultivos:

$$V_b = \left( \frac{1}{e_c * e_d * e_a} \right) V_n$$

Donde:

$V_b$  = Volumen bruto para riego

$V_n$  = Volumen neto

$e_c$  = Eficiencia de conducción

$e_d$  = Eficiencia de distribución

$e_a$  = Eficiencia de aplicación

### Cuadro 3.4

#### EFICIENCIAS EN APLICACIÓN DE RIEGO

MÉTODO DE RIEGO	EFICIENCIA (%)
Riego por superficie	40-60
Riego por aspersión	60-80

**Fuente:** Villegas Eduardo, 2000.

En la agricultura se considera que sólo una parte de la precipitación es efectiva para los cultivos, existiendo métodos para determinar estos valores tanto para Altiplano, Valle y Chaco cuyo análisis fue tomado del PRONAR.

La precipitación efectiva ( $P_e$ ) se define como la proporción de agua retenida en la capa radicular con relación a la cantidad de lluvia caída. Esta precipitación es función de ciertas características del terreno (físicas, humedad, pendiente, cobertura, etc.) y por otra parte es función de ciertas características de precipitación (intensidad, duración, frecuencia).

- Altiplano:  $P_e = (P_m - 12) * 0.70$
- Valles:  $P_e = (P_m - 15) * 0.75$
- Chaco:  $P_e = (P_m - 20) * 0.80$

Donde:

Pm = Precipitación media mensual (mm)

Pe = Precipitación efectiva mensual (mm).

### 3.1.10.1.1.-Análisis de demandas.

El análisis de demandas se realizó a través de encuestas que se realizó a los futuros beneficiarios de la comunidad de Huancoiro.

**Tabla 3.6**  
**DEMANDAS DE CULTIVO**

Demandas-Encuestas															
Cultivo	Ha	Mes siembra	Ha	Mes siembra	Ha	Mes siembra	Ha	Mes siembra	Ha	Mes siembra	Ha	Mes siembra	Ha	Mes siembra	Total
<b>papa</b>	0,5	Nov.	0,25	Oct.	0,5	Oct.	0,25	Oct.	0,5	Nov.	0,5	Oct.	0,25	Nov.	2,75
<b>maíz</b>	0,3	Dic.	0,5	Nov.	0	Nov.	0	Nov.	0,25	Dic.	0		0,25	Dic.	1,25
<b>avena</b>	0,3	Dic.	0,25	Ene.	0,3	Dic.	0,25	Dic.	0,25	Dic.	0,25	Dic.	0		1,5
<b>arveja</b>	0,3	Ene.	0,25	Ene.	0,3	Ene.	0,25	Ene.	0		0		0,25	Ene.	1,25
<b>trigo</b>	0		0,25	Dic.	0,5	Dic.	0,25	Dic.	0		0,25	Dic.	0		1,25
<b>Total</b>	1,3		1,5		1,5		1		1		1		0,75		8
<b>ATAJADO 3000 m<sup>3</sup></b>			4,75	<b>Ha</b>											
<b>ATAJADO 2000 m<sup>3</sup></b>			3,25	<b>Ha</b>											

Fuente: Elaboración propia

### 3.1.10.1.2.- Calendario de cultivo.

El calendario de cultivo propuesto se lo realizó respetando las costumbres y tradiciones de la comunidad de Huancoiro.

**Tabla 3.7**

### CALENDARIO DE CULTIVO PROPUESTO

ATAJADO 3000 m <sup>3</sup>												
Cultivo	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
papa	X	X	X							X	X	X
maíz	X	X	X								X	X
avena	X	X	X									X
arveja	X	X	X	X								
trigo	X	X	X	X	X							X

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 3.8**

### CALENDARIO DE CULTIVO PROPUESTO

ATAJADO 2000 m <sup>3</sup>												
Cultivo	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
papa	X	X	X	X							X	X
maíz	X	X	X	X								X
avena	X	X	X									X
arveja	X	X	X	X								
trigo	X	X	X	X	X							X

Fuente: Elaboración propia

### 3.1.10.2.- Uso pecuario.

El consumo de agua en los animales varía mucho dependiendo del tipo de clima, por ejemplo en la primera sección de la provincia Méndez se identificó cuatro pisos ecológicos que son: Puna, Pre puna, Montano, Sub andino y Valluno.

Cada uno de estos pisos cuenta con características diferentes de temperatura, precipitación pluvial, etc. También el tipo de alimentación del ganado varía en cada piso ecológico, y el uso o la función de los mismos no son iguales.

En general los requerimientos aumentan con el incremento de la temperatura y la baja humedad ambiental. También sube el consumo cuando el contenido de agua en el forraje es bajo.

A continuación se presenta los requerimientos de agua para algunos animales en especial:

**Cuadro 3.5**  
**DEMANDA DE AGUA SEGÚN ESPECIE**

<b>Especie</b>	<b>Litros/Cabeza*día</b>
Vacas	20 a 40
Vacas en producción de leche	70 a 100
Caballos	30 a 40
Ovejas y cabras	1 a 5
Alpacas, Vicuñas y Llamas	0.5
Cerdos	3 a 6
Cerdos lactando	25
Patos, Gansos y Gallinas	0.2 a 0.3

**Fuente:** Villegas Eduardo, 2000.

Podemos determinar el uso pecuario del agua con la siguiente expresión:

$$V_{\text{pec}} = (N * C_{\text{pec}} * t) / 1000$$

$V_{\text{pec}}$  = Volumen del uso pecuario (m<sup>3</sup>)

N = Número de animales (unidad)

$C_{\text{pec}}$  = Consumo por animal (lt/día)

t = Tiempo (días).

### 3.1.10.3.- Uso doméstico.

El requerimiento de agua para uso doméstico depende mucho de la región, y también del uso (Cocina, lavandería, higiene, etc.).

El requerimiento podemos obtenerlo a través de la siguiente expresión:

$$V_{\text{dom}} = (U * C_{\text{dom}} * t) / 1000$$

$V_{\text{dom}}$  = Volumen de uso doméstico (m<sup>3</sup>)

U = Número de usuarios (personas)

$C_{\text{dom}}$  = Consumo por persona (lt/día)

t = Tiempo (días)

Generalmente se tienen datos de consumo de agua por persona para diferentes lugares pero a continuación se presenta datos referenciales de consumo diario por habitante:

**Cuadro 3.6**  
**DEMANDA DE AGUA DOMÉSTICA**

Habitante	Litro/Habitante*día
Adultos	40
Niños	30

**Fuente:** Villegas Eduardo, 2000.

### **3.1.11.- Pérdidas de agua.**

#### **3.1.11.1.- Pérdidas por evaporación.**

En los atajados este tipo de pérdidas se dan por efecto de la temperatura, humedad, horas sol y viento. (Dorembos y Pruitt, 1984)

A continuación se presenta una expresión que permite calcular el volumen de evaporación mensual:

$$V_{\text{eva}} = (e * A_{\text{esp}}) / 1000$$

$V_{\text{eva}}$  = Volumen de evaporación mensual ( $\text{m}^3$ )

$e$  = Constante promedio de evaporación (mm/mes).

$A_{\text{esp}}$  = Superficie promedio de la base y el espejo de agua a máximo embalse ( $\text{m}^2$ )

La estimación de la evaporación se lo realiza partir de datos de evaporación de las estaciones más cercanas y la estación de Assana con fin de calibrar nuestra regresión, entonces la evaporación se pone en función de la altura de elevación sobre el nivel del mar, pero esto no es verdadero, puesto que la evaporación no solo depende de la altura sino que depende de diferentes factores ; lo ideal hubiera sido tener los datos de un evaporímetro en el lugar pero no se cuenta con ese tipo de datos en zona. Los resultados nos muestran lo siguiente:

#### **REGRESIÓN SIMPLE - EVAPORACIÓN VS. ALTURA**

Variable dependiente:

- Evaporación (mm/día)

Variable independiente:

- Altura (m.s.n.m.)

**Tabla 3.9**  
**COMPARACIÓN DE MODELOS**

Modelo	Correlación	R-Cuadrada
Cuadrado-Y Inversa de X	0.9634	92.81%
Cuadrado-Y Log-X	0.9633	92.80%
Cuadrado-Y Raíz Cuadrada-X	0.9616	92.46%
Cuadrado de Y	0.9590	91.98%
Inversa de X	-0.9538	90.97%
Cuadrado Doble	0.9526	90.75%
Logaritmo de X	0.9519	90.61%
Raíz Cuadrada de X	0.9493	90.12%
Raíz Cuadrada-Y Inversa de X	-0.9480	89.87%
Lineal	0.9460	89.50%
Raíz Cuadrada-Y Log-X	0.9452	89.34%
Raíz Cuadrada Doble	0.9422	88.77%
Curva S	-0.9416	88.66%
Raíz Cuadrada de Y	0.9385	88.08%
Cuadrado de X	0.9383	88.03%
Multiplicativa	0.9378	87.95%
Logarítmico-Y Raíz Cuadrada-X	0.9344	87.31%
Exponencial	0.9304	86.56%
Raíz Cuadrada-X Cuadrado-X	0.9301	86.51%
Doble Inverso	0.9267	85.87%

Log-Y Cuadrado-X	0.9213	84.88%
Inversa-Y Log-X	-0.9211	84.84%
Inversa-Y Raíz Cuadrada-X	-0.9169	84.07%
Inversa de Y	-0.9121	83.19%
Inversa-Y Cuadrado-X	-0.9018	81.32%
Logístico	<sin ajuste>	
Log probit	<sin ajuste>	

**Fuente:** Stat graphics.

Esta tabla muestra los resultados de ajustar varios modelos curvilíneos a los datos. De los modelos ajustados, el modelo Y-cuadrada X-inversa es el que arroja el valor más alto de R-Cuadrada con 92.8106%. Éste es el modelo actualmente seleccionado.

Cuadrado-Y Inversa de X:  $Y = \text{Raíz Cuadrada}(a + b/X)$

**Coefficiente de Correlación** = 0.96

**R-cuadrada** = 92.81 por ciento.

La salida muestra los resultados de ajustar un modelo Y-cuadrada X-inversa para describir la relación entre Evaporación y Altura. La ecuación del modelo ajustado es

$$\text{Evaporación} = \text{Raíz Cuadrada} (43.0263 - 51061.3/\text{Altura})$$

El estadístico R-Cuadrada indica que el modelo ajustado explica 92.8106% de la variabilidad en Evaporación. El coeficiente de correlación es igual a 0.963383, indicando una relación relativamente fuerte entre las variables.

### **3.1.11.2.- Pérdidas por filtraciones temporales.**

Para lograr mayor retención de agua en los atajados, se tienen que disminuir las pérdidas por filtraciones en la base y pie de terraplenes. No obstante, en algunos casos existen filtraciones debido a las condiciones del suelo permeable y su bajo grado de compactación en su etapa de construcción inicial, el mismo que se irá consolidando con el pasar del tiempo.

Mientras exista un predominio en el porcentaje de arena y limo en la base y los terraplenes, el riesgo de filtraciones será mayor ya que estos tipos de suelos no cuentan con propiedades impermeables.

Por otro lado, cuando un atajado está recién construido existen pérdidas por filtraciones en los terraplenes, debido a que éstos no están bien compactados. Estas pérdidas desaparecen con el tiempo al consolidarse los terraplenes.

Estas pérdidas tanto en la base como en los terraplenes se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$V_{fil} = K * Abas * t$$

$V_{fil}$  = Volumen de pérdidas por filtraciones temporales ( $m^3$ )

$K$  = Factor de permeabilidad del suelo (m/s)

$Abas$  = Superficie de la base del atajado ( $m^2$ )

$t$  = Tiempo (s)

A continuación se presentan índices de permeabilidad según el tipo de suelo:

### Cuadro 3.7

#### PERMEABILIDAD DE SUELOS

Suelo	Permeabilidad K (m/s)
Predominio de arcilla	2.084*10-8
Predominio de limo	2.581*10-8
Suelo heterogéneo (arcillo-arenoso)	3.097*10-8

**Fuente:** Villegas Eduardo, 2000.

Durante la realización del balance hídrico se optó por tomar el valor mayor asumiendo un terreno malo para garantizar la cantidad de agua establecida por dicho balance.

Las pérdidas por filtración se estimarán a partir de un análisis de suelos, donde se caracterizará el suelo del lugar del proyecto según los resultados de laboratorio y la percepción visual del lugar, esto para determinar el coeficiente de permeabilidad adecuado.

#### 3.1.12.- Balance Hídrico.

Finalmente este inciso de balance hídrico compara la oferta y la demanda de agua para una situación dada y muestra lo siguiente:

- Déficit o excedencia de volumen (m<sup>3</sup>) mensual, además proporciona el área bajo riego óptimo para la cédula de cultivo propuesta.
- Por análisis de diferencias entre ofertas y demandas mensuales, cuya sumatoria total determina la capacidad requerida del atajado.

En el siguiente cuadro se presenta una planilla de balance hídrico para los atajados que permite obtener la información anterior del balance hídrico y principalmente la capacidad del atajado que constituye un dato de partida para pasar al diseño geométrico del mismo.

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL ATAJADO O REQUERIMIENTO DE AGUA BALANCE HÍDRICO COMUNIDAD DE HUANCOIRO ZONA 1**

<b>Ubicación</b>	<b>HUANCOIRO</b> (atajado)											
<b>Área de aporte</b>	4,50	<b>Ha</b>										
<b>Coefficiente de escorrentía</b>	0,35	-										
<b>Ocurrencia de lluvias</b>	0,8											
<b>Suelo Franco</b>	2,58E-08	<b>m/s</b>										
<b>Mes</b>	<b>Ene</b>	<b>Feb.</b>	<b>Mar.</b>	<b>Abr.</b>	<b>May.</b>	<b>Jun.</b>	<b>Jul.</b>	<b>Ago.</b>	<b>Sep.</b>	<b>Oct.</b>	<b>Nov.</b>	<b>Dic.</b>
<b>Días</b>	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
<b>Precipitación/ocurr.(mm)</b>	168,6	143,2	104,6	27,1	5,0	0,0	0,0	0,0	3,0	33,8	57,0	115,4
<b>Precipitación efectiva (mm)</b>	134,91	114,59	83,71	21,69	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	27,01	45,58	92,35
<b>EV (mm/d)</b>	5,06	5,36	4,31	4,33	4,32	4,59	4,83	5,13	5,79	5,85	6,03	5,38
<b>ETP mm/mes</b>	156,80	149,95	133,47	129,89	133,81	137,74	149,85	158,93	173,66	181,27	180,92	166,67

<b>BASE</b>	31	*	36	1116	<b>m<sup>2</sup></b>
<b>SUPERFICIE</b>	39	*	44	1716	<b>m<sup>2</sup></b>



<b>Riego m<sup>3</sup></b>	2,95	125,87	303,30	280,55	86,21	0,00	0,00	0,00	0,00	41,08	157,20	153,50
<b>Vol. total pecuario (m3)</b>	2,95	125,87	303,30	280,55	86,21	0,00	0,00	0,00	0,00	41,08	157,20	153,50
<b>PÉRDIDAS LOCALES</b>												
<b>Por filtración (m<sup>3</sup>)</b>	77,15	69,68	77,15	74,66	77,15	74,66	77,15	77,15	74,66	77,15	74,66	77,15
<b>Por evaporación (m<sup>3</sup>)</b>	269,07	257,31	229,03	222,90	229,62	236,36	257,15	272,72	298,00	311,07	310,45	286,00
<b>Otro (m<sup>3</sup>)</b>												
<b>Vol. Tot. Pérdidas (m<sup>3</sup>)</b>	346,22	326,99	306,18	297,56	306,77	311,02	334,29	349,87	372,66	388,21	385,11	363,15
<b>CAPACIDAD ATAJADO</b>												
<b>Vol. Demanda total (m<sup>3</sup>)</b>	349,17	452,86	609,48	578,11	392,98	311,02	334,29	349,87	372,66	429,29	542,31	516,65
<b>Vol. Oferta total (m<sup>3</sup>)</b>	1924,18	3264,55	1404,03	341,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	50,79	166,57	137,11
<b>Vol. deficitario m<sup>3</sup></b>	1575,0	2811,7	794,6	-236,5	-393,0	-311,0	-334,3	-349,9	-372,7	-378,5	-375,7	-379,5
<b>Capacidad del atajado (m<sup>3</sup>)</b>	0	0	0	236,51	392,98	311,02	334,29	349,87	372,66	378,51	375,74	379,54
<b>Agua Excedentaria</b>	1575,01	2811,69	794,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**CAPACIDAD DEL ATAJADO= 3131,12 m<sup>3</sup>**

**AGUA EXEDENTARIA= 5181,26 m<sup>3</sup>**

**BALANCE MENSUAL DE APORTES, DISPONIBILIDAD Y REQUERIMIENTOS DE AGUA DEL ATAJADO-HUANCOIRO**

**CAPACIDAD DEL EMBALSE**    3212,72    m<sup>3</sup>  
**VOLUMEN ÚTIL**                    **2865,72**    m<sup>3</sup>  
**VOLUMEN MUERTO**                347,00    m<sup>3</sup>

Mes	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	TOTAL
	<b>30</b>	<b>31</b>	<b>30</b>	<b>31</b>	<b>31</b>	<b>30</b>	<b>31</b>	<b>30</b>	<b>31</b>	<b>31</b>	<b>28</b>	<b>31</b>	
<b>Oferta de agua</b>													
<b>Total aporte en el mes m<sup>3</sup></b>	341,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	50,8	166,6	137,1	1.924,2	3.264,6	1.404,0	<b>7.288,8</b>
<b>Resto mes anterior m<sup>3</sup></b>	2.865,7	2.619,6	2.222,9	1.918,7	1.600,9	1.278,7	947,8	623,5	309,9	0,0	1.592,1	2.865,7	
<b>Total volumen m<sup>3</sup></b>	3.207,3	2.619,6	2.222,9	1.918,7	1.600,9	1.278,7	998,6	790,1	447,1	1.924,2	4.856,6	4.269,8	
<b>Vol. Por verted excedencias m<sup>3</sup></b>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1.526,9	784,6	2.311,5
<b>Vol. útil almacenado m<sup>3</sup></b>	2.865,7	2.619,6	2.222,9	1.918,7	1.600,9	1.278,7	998,6	790,1	447,1	1.924,2	2.865,7	2.865,7	
<b>Total vol. presa m<sup>3</sup></b>	3.212,7	2.966,6	2.569,9	2.265,7	1.947,9	1.625,7	1.345,6	1.137,1	794,1	2.271,2	3.212,7	3.212,7	
<b>Pérdidas</b>													
<b>Evaporación (mm/mes)</b>	129,9	133,8	137,7	149,9	158,9	173,7	181,3	180,9	166,7	156,8	149,9	133,5	1.853,0
<b>Evaporación (m<sup>3</sup>/mes)</b>	232,6	233,3	229,5	240,7	245,0	256,2	256,8	248,3	216,4	252,0	268,5	238,9	2.918,3
<b>Infiltración (m<sup>3</sup>/mes)</b>	74,7	77,1	74,7	77,1	77,1	74,7	77,1	74,7	77,1	77,1	69,7	77,1	908,4

<b>Caudal ecológico m<sup>3</sup>/mes (l/seg)</b>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Total pérdidas m<sup>3</sup></b>	307,2	310,4	304,2	317,8	322,2	330,9	334,0	323,0	293,6	329,2	338,1	316,1	<b>3.826,7</b>
<b>Total aprovechable (m<sup>3</sup>)</b>	2.900,1	2.309,1	1.918,7	1.600,9	1.278,7	947,8	664,6	467,1	153,5	1.595,0	4.518,5	3.953,7	
<b>DEMANDA POR ZONAS DE RIEGO EN EMBALSE (m<sup>3</sup>)</b>													
<b>Requerimiento agua potable m<sup>3</sup></b>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Requerimiento para riego m<sup>3</sup>/mes</b>	280,6	86,2	0,0	0,0	0,0	0,0	41,1	157,2	153,5	3,0	125,9	303,3	1.150,7
<b>Total requerido m<sup>3</sup></b>	280,6	86,2	0,0	0,0	0,0	0,0	41,1	157,2	153,5	3,0	125,9	303,3	<b>1.150,7</b>
<b>Resto útil embalse m<sup>3</sup></b>	2.619,6	2.222,9	1.918,7	1.600,9	1.278,7	947,8	623,5	309,9	0,0	1.592,1	2.865,7	2.865,7	

<b>Área inundada m<sup>2</sup></b>	1790,344	1743,491	1666,468	1606,119	1541,88	1475,522	1416,817	1372,523	1298,487	1607,216	1790,344	1790,344
------------------------------------	----------	----------	----------	----------	---------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

<b>Volumen del atajado en m<sup>3</sup></b>	3212,72	2966,55	2569,89	2265,70	1947,87	1625,68	1345,56	1137,12	794,06	2271,18	3212,72	3212,72
---	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	--------	---------	---------	---------

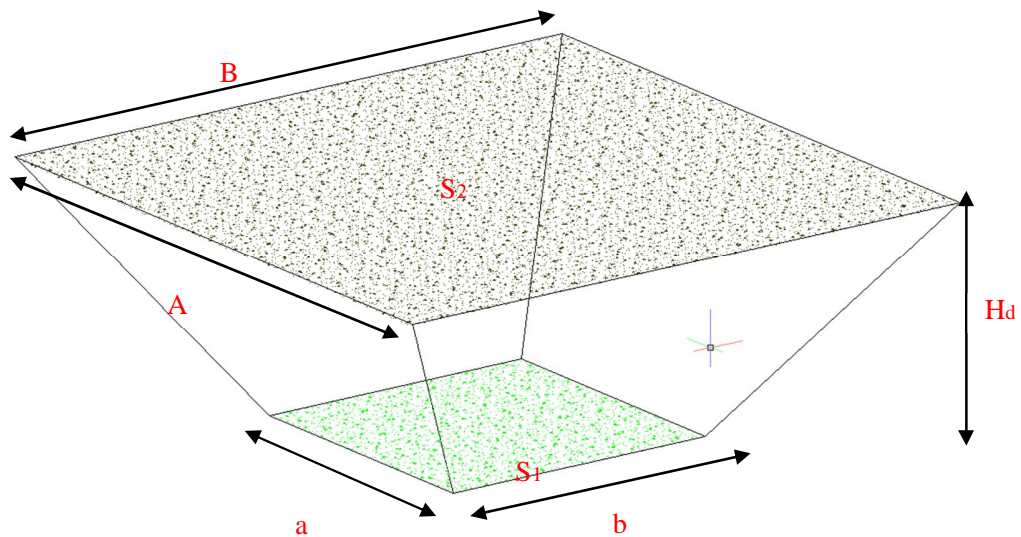
### 3.2.- Diseño de la estructura del atajado.

Conociendo la capacidad de almacenamiento del atajado se podrán dimensionar sus parámetros geométricos como ser: Largo, Ancho, Profundidad y definir las pendientes de los taludes que conforman los terraplenes.

Los atajados al ser pequeños reservorios conformados en tierra para su diseño consideramos la forma geométrica de un tronco de pirámide en posición invertida (vértice abajo) cuya base es un cuadrado o un rectángulo, dependiendo de la disponibilidad del terreno para emplazarlos.

La forma geométrica asumida permite cuantificar fácilmente los volúmenes de excavación y conformación de terraplenes descritos en capítulos posteriores.

**Figura 3.1**  
**GEOMETRÍA DEL ATAJADO**



$H_d$  = Altura de diseño entre superficies (m)

$A$  = Ancho superior (m)

$B$  = Largo superior (m)

$a$  = Ancho de la base (m)

$b$  = Largo de base (m)

$S_1$  = Área de la base ( $m^2$ )

$S_2 = \text{Área superior (m}^2\text{)}$

El volumen del tronco piramidal invertido podemos calcular a partir de la expresión:

$$V_{tp} = \frac{H_d}{3} (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 * S_2})$$

$V_{tp} = \text{Volumen del tronco piramidal (m}^3\text{)}$

$H_d = \text{Altura de diseño entre superficies (m)}$

$S_1 = \text{Área de la base (m}^2\text{)} (a * b)$

$S_2 = \text{Área superior (m}^2\text{)} (A * B)$

Las consideraciones de GTZ para el diseño geométrico es numérico donde se asume una pendiente única lo cual no es real y totalmente diferente en el campo, arte asumiéndose un lado de la base y calcula el otro, espejando el largo de la base (b) para un valor del ancho de la base asumido (a) se tiene:

Donde:

$$C = 2H_d/m$$

$$G = a^2 + aC$$

$$Jb^2 - Kb + L = 0$$

$$D = 3V/H_d$$

$$I = a^2 + aC^2$$

$$b = \frac{K - \sqrt{K^2 - 4JL}}{2J}$$

$$E = D - aC - C^2$$

$$J = F^2 - G$$

$$F = 2a + C$$

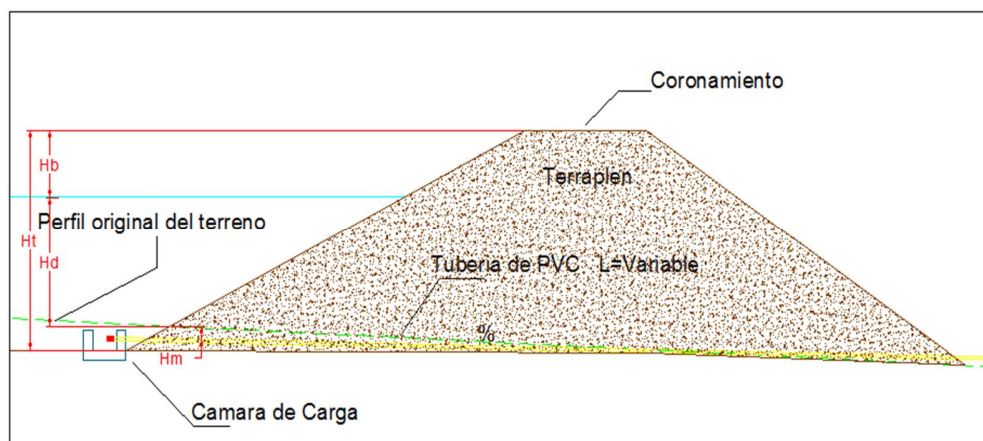
$$K = 2EF + I$$

$$a = \text{Ancho de la base} \quad L = E^2$$

Este método se lo utilizó solamente para determinar las dimensiones geométricas que posteriormente se lo introducirá en un programa Cad para la determinación del movimiento de tierras.

Haciendo semejanza con el volumen de un tronco de pirámide invertida como espacio para embalsar el agua y considerando terraplenes a su entorno mostramos un corte transversal de lo que será el atajado.

**Figura 3.2**  
**NIVELES DE AGUA EN UN ATAJADO**



La altura o profundidad total ( $H_t$ ) corresponde al valor acumulado de las diferentes alturas que componen el terraplén y a continuación se presenta la siguiente expresión:

$$H_t = H_m + H_d + H_b$$

$H_t$  = Altura total del atajado (m)

$H_m$  = Altura para el volumen muerto (m)

$H_d$  = Altura del diseño (m)

$H_b$  = Altura del bordo libre (m)

### 3.2.1.- Altura del volumen muerto. ( $H_m$ )

La altura muerta mostrada en el esquema es la comprendida entre la base del reservorio y el plano de desfogue del agua (tubería), esta altura permite tener un

volumen muerto y de posible sedimentación a partículas finas que ingresan al atajado, generalmente no mayor a 0.35 m.

Este volumen muerto tiene la finalidad de servir de colchón hidráulico al ingreso del agua, también evita la socavación en la base. Esta altura se la puede definir como:

$$H_m = 0.15 * H_d$$

$H_m$  = Altura del volumen muerto (m)

$H_d$  = Altura del diseño (m)

### **3.2.2.- Altura de diseño. ( $H_d$ )**

Esta altura está definida entre la cota de salida del tubo de desfogue y el nivel máximo de embalse, ésta no debe ser en lo posible mayor a los 2.50 m. debido a que es la altura máxima de terraplén que se puede conformar con un tractor a oruga dentro valores aceptables de rendimiento de excavación del mismo. De esta forma aseguramos la estabilidad de los terraplenes en su conjunto a efectos de la presión hidráulica creciente a medida que sube el nivel del agua.

### **3.2.3.- Altura del bordo libre. ( $H_b$ )**

La altura de bordo libre observada en el esquema es aquélla comprendida entre el espejo de agua en el nivel de máximo embalse y el coronamiento del terraplén, esta altura nos permite definir la cota de la solera del canal vertedor de excedencias y controlar el nivel máximo de almacenamiento de agua en el reservorio, pudiendo ser determinada con la siguiente expresión:

$$H_b = \frac{H_d}{2}$$

$H_b$  = Altura del bordo libre (m)

$H_d$  = Altura del diseño (m)

La altura del bordo libre generalmente es de 1 metro, esta altura es de seguridad.

### 3.2.4.- Ancho de coronamiento. ( $C_{anc}$ )

Se recomienda que la corona no deba tener un ancho menor a 1.00 m. para garantizar la estabilidad del conjunto de los terraplenes, además debe considerarse que éste debe dar las condiciones de trabajo en caso de utilizar algún tipo de compactador.

### 3.3.- Determinación de la capacidad del atajado.

#### 3.3.1.- Requerimiento de agua.

Para determinar el requerimiento de agua total que demanda un atajado se tienen que sumar todos los volúmenes de usos (riego, pecuario, consumo doméstico) y las pérdidas existentes por evaporación y filtraciones temporales:

$$V_{req} = V_b + V_{pec} + V_{dom} + V_{eva} + V_{fil}$$

$$V_{req} = \text{Volumen total de requerimiento del agua (m}^3\text{)}$$

$$V_b = \text{Volumen bruto para riego (m}^3\text{)}$$

$$V_{pec} = \text{Volumen del uso pecuario (m}^3\text{)}$$

$$V_{dom} = \text{Volumen de uso doméstico (m}^3\text{)}$$

$$V_{eva} = \text{Volumen de pérdida por evaporación (m}^3\text{)}$$

$$V_{fil} = \text{Volumen de pérdida por filtración (m}^3\text{)}$$

Los resultados en el balance hídrico reflejan los siguientes resultados:

**Tabla 3.10**  
**AGUA-ATAJADO**

<b>Riego</b>	22,0	%
<b>Filtración</b>	17,3	%
<b>Evaporación</b>	60,7	%
<b>Total</b>	100,0	%

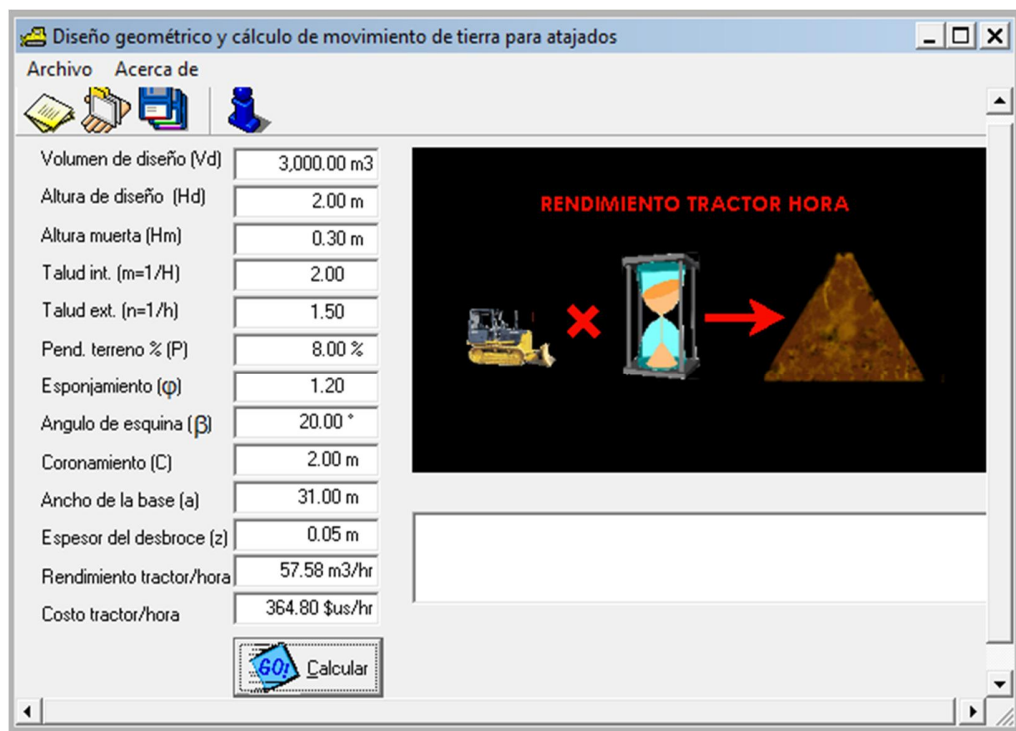
**Fuente:** Elaboración propia

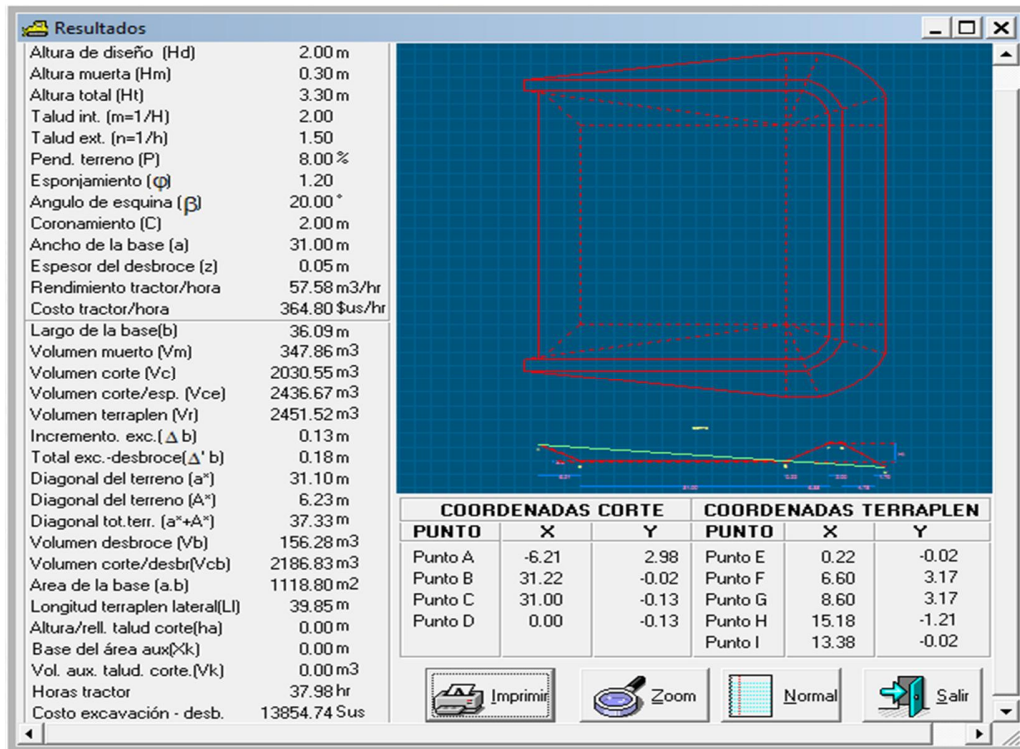
Donde es evidente que un reservorio de agua de estas características el 78% del agua se pierde y tan sólo un 22% es utilizado en beneficio de la población beneficiada.

### 3.3.2- Diseño geométrico del atajado.

Para la realización del diseño geométrico se utilizará el método desarrollado por Villegas Eduardo (Atajados – Su diseño y construcción). Y un programa desarrollado por los mismos autores.

**Figura 3.3**  
**DISEÑO GEOMÉTRICO**





Se utilizó las dimensiones geométricas de que arrojan este programa, para la realización de una explanación en un programa Cad. Debido a que los valores de corte y terraplén que nos da este programa no son precisos, porque utilizan una sola pendiente del terreno, lo cual no es real en campo.

### 3.3.3.- Movimiento de tierra

Conocidas las dimensiones geométricas obtenidas con el análisis del capítulo anterior (largo y ancho de base, alturas, capacidad del atajado y pendientes de los terraplenes) se puede determinar cuantitativamente los volúmenes de corte y relleno utilizados en los terraplenes.

Para la estimación del movimiento de tierras se lo realizó de dos formas.

Se utilizó un programa desarrollado para la realización de excavaciones en atajados “Diseño geométrico y cálculo del movimiento de tierras para atajados” y posteriormente se realizó utilizando el Civil 3d.

- Diseño geométrico y cálculo del movimiento de tierras para atajados

El cálculo de los movimientos de tierra procedente de la excavación realizada por el equipo pesado en las laderas, parte de un análisis de determinación de coordenadas de puntos que definen el área de corte (área irregular).

Este análisis minucioso de coordenadas de puntos y ecuaciones de rectas se muestra detalladamente en anexos.

Determinado el área de corte que será función de: pendiente natural del terreno, ángulo de inclinación de los taludes de corte y relleno y la profundidad de excavación para un largo y ancho de base obtenidos para un volumen de almacenamiento ya conocido; se podrá calcular el volumen de corte necesario para que afectado por el coeficiente de esponjamiento del material excavado se pueda conformar los terraplenes (frontal y laterales) bajo un equilibrio de corte-relleno. Es decir que no sobre ni falte material excavado.

De igual manera el análisis de volumen de corte se halla desarrollado con precisión en los mismos anexos. De donde sólo extractamos la relación para el volumen de corte.

$$V_c = (C_f * b) + \frac{a}{3m} [(w + \Delta b)^2 + \Delta b^2 + \Delta b(w + \Delta b)] + \frac{2(w + \Delta b)^3}{3m(m - p)}$$

Este volumen de corte ( $V_c$ ) debe ser afectado por un coeficiente de esponjamiento ( $f$ ) para considerar como volumen disponible para conformado de terraplenes.

$$V_{ec} = \varphi(V_c)$$

$$V_{ec} \cong V_r$$

Donde:

$V_{ce}$  = Volumen de corte con esponjamiento

$V_r$  = Volumen de relleno de terraplenes

Se determinará el área de relleno que será función de: pendiente natural del terreno, ángulo de inclinación de los taludes de corte y relleno y la profundidad de excavación para un largo y ancho de base obtenidos para un volumen de almacenamiento ya conocido; se podrá calcular el volumen de relleno necesario para conformar los terraplenes (frontal y laterales) bajo un equilibrio de corte-relleno. Es decir que no sobre ni falte material excavado.

De igual manera también los análisis de volúmenes de relleno se hallan desarrollados con precisión en el Anexo 5. De donde sólo extractamos la relación para el volumen de relleno.

$$V_R = (A_f + L_f) + \left( 2A_L * \frac{L_L}{3} + A_L * a' \right) + (2A_E * L_E)$$

Donde:

$A_f$  = Área frontal del terraplén

$L_f$  = Longitud del terraplén frontal

$A_L$  = Área lateral de los terraplenes laterales

$L_L$  = Longitud del terraplén lateral

$A_E = (A_f + A_L) / 2$

$L_E$  = Longitud de la curva en las esquinas

$a'$  = Longitud de transición entre la curva de las esquinas y tramos rectos adyacentes.

Igualando las ecuaciones de volumen de corte y relleno para terraplenes se determinará la profundidad de excavación necesaria bajo la condición de equilibrio entre los volúmenes mencionados.

La profundidad de excavación ( $\Delta b$ ) al ser una función cúbica será determinada por iteraciones sucesivas hasta que cumpla la condición de equilibrio de volúmenes.

- Auto Cad Civil 3D

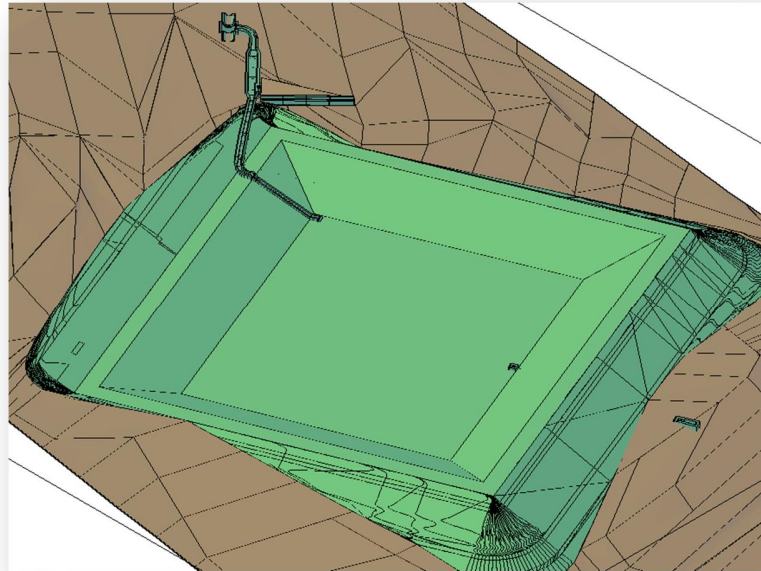
El programa informático es muy útil en la realización de movimiento de tierras, puesto que al mismo se puede introducir superficies a partir de puntos realizados por levantamientos topográficos.

El procedimiento para la realización de la explanación es el siguiente:

- Primero se debe configurar de hoja del civil 3d.
- Se realiza la inserción de los puntos del levantamiento topográfico en campo.
- Se crea una superficie a partir de los puntos introducidos
- Se crea la geometría del atajado a explanar.
- Se realiza la explanación correspondiente.
- Se realiza alineamiento que pase por la geometría del atajado.
- Se crea líneas de muestreo.
- Se debe computar los materiales para la cuantificación de material.
- Se muestrea las secciones trasversales del atajado
- Se introduce las tablas de volúmenes de corte y relleno producidos con la explanación.

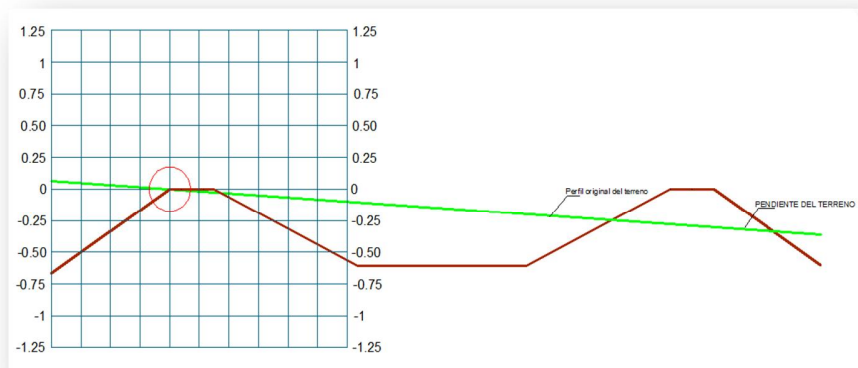
El método es más preciso y realiza la digitalización real del campo en el cual se está emplazando el proyecto.

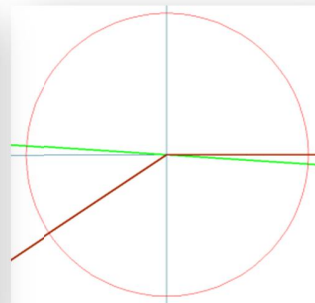
**Figura 3.4**  
**EXPLANACIÓN-ATAJADO**



Se realizó las siguientes ecuaciones para el cálculo de movimiento de tierras, con la ayuda de software Auto Cad civil 3D para diferentes pendientes, aplicando líneas de muestreo cada 1 metro y para diferentes altitudes como se muestra a continuación; teniendo como referencia la intersección del terreno con la coronación del atajado como cota cero.

**Figura 3.5**  
**EXPLANACIÓN-DIFERENTES COTAS**





**Tabla 3.11**

**VOLÚMENES DE CORTE-RELLENO**

PENDIEN TE [%]	CORTE	RELLENO
	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
5%	$\text{CORTE}=238,46*\text{COTA}^2-1841,8*\text{COTA}+3024,3$	$\text{CORTE}=342,36*\text{COTA}^2-1834,8*\text{COTA}+1337,9$
7,50%	$\text{CORTE}=307,33*\text{COTA}^2-1591*\text{COTA}+2019,8$	$\text{CORTE}=419,73*\text{COTA}^2-1195,1*\text{COTA}+2793,7$
10%	$\text{CORTE}=318,88*\text{COTA}^2-1560,2*\text{COTA}+1942,1$	$\text{CORTE}=433,02*\text{COTA}^2-1772,5*\text{COTA}+2945,8$
12,50%	$\text{CORTE}=333,07*\text{COTA}^2-1498,7*\text{COTA}+1871,3$	$\text{CORTE}=389,94*\text{COTA}^2-1823,3*\text{COTA}+3130$
15%	$\text{CORTE}=245,06*\text{COTA}^2-1834,8*\text{COTA}+3023,7$	$\text{CORTE}=304,47*\text{COTA}^2-1992,2*\text{COTA}+1348,7$

**Fuente:** Elaboración propia

La variación en volumen de excavación por cada 0.25 m que se sube o baja de la cota cero es:

**Tabla 3.12**  
**VARIACIÓN DE CORTE Y RELLENO POR CADA 0.25 m.**

<b>Pendiente [5%]</b>	
VOLUMEN [m <sup>3</sup> ]	
CORTE	RELLENO
462,03375	300,095
<b>Pendiente [7,5%]</b>	
VOLUMEN [m <sup>3</sup> ]	
CORTE	RELLENO
395,475	434,13375
<b>Pendiente [10%]</b>	
VOLUMEN [m <sup>3</sup> ]	
CORTE	RELLENO
387,92	447,9375
<b>Pendiente [12,5%]</b>	
VOLUMEN [m <sup>3</sup> ]	
CORTE	RELLENO
409,56375	412,96125
<b>Pendiente [15%]</b>	
VOLUMEN [m <sup>3</sup> ]	
CORTE	RELLENO
490,1425	261,18

**Fuente:** Elaboración propia

### **3.3.4.- Obras complementarias.**

#### **3.3.4.1.- Canales de captación.**

Los canales son conductos que transportan el agua desde la obra de captación hacia el área de riego y desde el área de riego hasta las distintas zonas y parcelas. En términos hidráulicos se entiende por canales a los conductos abiertos con una superficie de flujo libre sobre el cual actúa la presión atmosférica.

Hay canales de distintos materiales: en tierra, con o sin cobertura de pasto, canales en roca, canales revestidos con una capa de cemento, canales de hormigón, de mampostería y tuberías (que pueden funcionar como conductos abiertos o bajo presión). El tipo de material determina el grado de fricción con el agua, la velocidad del flujo permitida, el grado de filtración por las paredes y el riesgo de erosión.

Las características de los tramos del canal son:

##### **3.3.4.1.1- Ubicación o emplazamiento en planta.**

La ubicación de la red de canales consiste en definir el emplazamiento de la red de canales principales y laterales, así como las obras de cruce, regulación y protección. La ubicación de los tramos de la red depende principalmente del área por regarse, límites comunitarios, usos de suelos y topografía. Definir la ubicación es un proceso iterativo, en el que se busca un equilibrio entre estos factores.

##### **3.3.4.1.2- Altimetría o emplazamiento vertical.**

La pendiente de los canales se define de acuerdo con las condiciones de flujo que se requiere generar en cada uno de los tramos, la pendiente oscila entre valores máximos y mínimos establecidos. Se definen valores mínimos para evitar sedimentación del material sólido en suspensión y para evitar el crecimiento de algas. Se definen valores máximos para evitar erosión de solera y paredes y para evitar que el agua en el canal entre en régimen supercrítico.

Dentro del rango de pendientes mínimas y máximas, el proyectista debe buscar pendientes que generen el menor costo de construcción en relación con la topografía

(equilibrio entre excavación y relleno). Si la pendiente del terreno es mayor a la pendiente máxima permitida para canales se deben introducir caídas o rápidas para salvar el desnivel de la superficie natural.

Uno de los grandes problemas del riego en zonas montañosas es la alta carga de materiales sólidos en el agua para evitar que estos sólidos se depositen en los canales se deben mantener la energía necesaria para su transporte a lo largo de la red, esta energía depende de la pendiente y de la velocidad por lo que las pendientes en canales sucesivos no deben reducirse.

En zonas montañosas es difícil cumplir con esta exigencia, porque la topografía del terreno se desarrolla a la inversa, con pendientes mayores cerca de la zona de captación y menores en las zonas de riego. Como consecuencia, casi en todos los sistemas de riego existen reducciones de pendiente donde se acumula material sólido depositado. Para evitar que estos depósitos generen una disminución de sección, es necesario que se hagan limpiezas regulares.

En el diseño el proyectista debe proveer que los puntos de reducción de pendiente estén en lugares accesibles y con amplio espacio para verter el material del canal.

#### **3.3.4.1.3.- Forma de la sección.**

La sección de un tramo es su forma perpendicular a la dirección del flujo. En general, en el diseño se aplican secciones regulares (rectangular, trapecial, circular), sólo en casos excepcionales como en roca se diseñan secciones irregulares.

El tipo de sección a usarse depende en primera instancia del material del canal.

En los canales de tierra, se aplican secciones trapeciales de acuerdo con el material de suelo, se aplican taludes (vertical: horizontal) de entre 1:1 a 1.5:1 (en suelos cohesivos) hasta 2:1 (en suelos más sueltos), durante el uso sus secciones automáticamente se vuelven un tanto irregulares por el desgaste de sus taludes.

En los canales en roca, normalmente se diseñan canales trapeciales con un talud muy empinado sabiendo que la sección final en el campo depende de la posibilidad de excavar el material.

En los canales revestidos y de mampostería u hormigón, se define la sección optimizando la relación entre capacidad de conducción, volumen de excavación o relleno y facilidad de construcción. En canales muy pequeños también influyen criterios de comodidad de construcción y mantenimiento.

Por argumentos hidráulicos y razones de costo, en general se recomienda aplicar secciones trapeciales en el diseño de canales de riego, se calcula que para caudales iguales en un canal de sección trapecial con talud de 1:1, se usa alrededor de 30 a 35% menos de volumen de revestimiento que en un canal de sección rectangular.

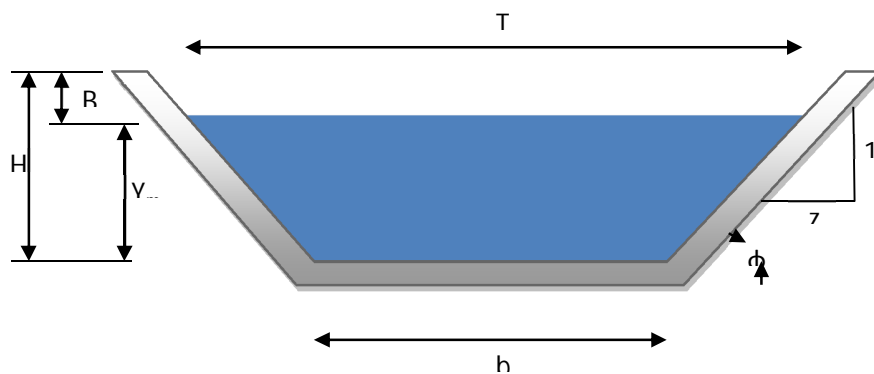
Sin embargo por razones constructivas, en canales revestidos es más sencillo aplicar secciones rectangulares, porque:

Permiten un encofrado y vaciado rápido.

Permiten el uso de vibradores sin complicaciones.

#### 3.3.4.1.4.- Dimensión de la sección y estado de flujo.

**Figura 3.6**  
**CANAL DE CAPTACIÓN**



$b$ =base, plantilla, ancho de la solera[m].

$Y$ =tirante, distancia vertical entre el fondo y la superficie del agua [m].

$Y_{max}$ =tirante máximo, profundidad máxima del agua en la sección[m].

$T$ =ancho de la superficie libre del canal [m].

H=altura del borde [m].

Bl=bordo libre; diferencia entre h y Ymax [m].

$\phi$ =inclinación de las paredes del canal respecto de la horizontal [rad].

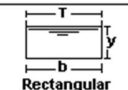

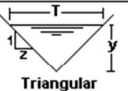
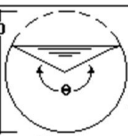
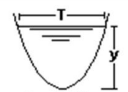
z=talud, la relación de la proyección horizontal a la vertical= $\cotan\phi$

A=área hidráulica, área de la sección transversal del flujo [m].

P=perímetro mojado, longitud de la línea entre el agua y el contorno interno del canal [m].

R=radio hidráulico [m],  $R=A/P$ .

**Cuadro 3.8**  
**ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES**  
**MÁS COMUNES**

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	$by$	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	$b$
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	$zy^2$	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$\frac{(\text{sen}\frac{\theta}{2})D}{2\sqrt{y(D-y)}}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T+\frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Las dimensiones de la sección transversal y su pendiente determinan el estado de flujo del agua en cada sección. En la hidráulica entre los estados de flujo de un líquido se distinguen los de un flujo sub crítico, crítico y súper crítico. La medida

para definir los estados es el número de Froude (Fr), que se define como la relación entre la velocidad del flujo V y la velocidad de las ondas gravitacionales (celeridad).

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

Fr=número de Froude [a dimensional].

V=velocidad del flujo [m/s].

g=aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>].

D=profundidad hidráulica [m], D=A/T.

A=Área hidráulica [m<sup>2</sup>].

T=ancho del espejo de agua [m].

Cuando el número de Froude es menor que 1, se habla de un flujo sub crítico, que es un flujo de velocidad baja y tranquila. En el estado sub crítico las ondas gravitacionales pueden propagarse en dirección aguas arriba, porque la celeridad es suficientemente grande para vencer la velocidad del flujo. Cuando el número de Froude es mayor a 1 el flujo es súper crítico, con una alta velocidad y que se conoce como rápido y hasta torrencial. En el estado súper crítico es imposible que una onda gravitacional se propague hacia aguas arriba porque la celeridad es menor que la velocidad del flujo, cuando el número de Froude es igual a 1, el flujo es crítico.

La transición del estado sub crítico y súper crítico es un proceso gradual y generalmente tranquilo, la aceleración del agua genera un gradual aumento de velocidad y una consecuente reducción del tirante. Por definición la aceleración de sub crítico súper crítico pasa por el estado crítico. Contrariamente el cambio del estado súper crítico al estado sub crítico es un proceso turbulento.

#### **3.3.4.1.5.- Bordo libre.**

Después de determinar el tirante máximo con el caudal máximo, se añade un borde libre una altura adicional al bordo determinado, conocido como bordo libre. El bordo libre es una altura de seguridad que previene rebalses a consecuencia de oleaje por

viento, cambios de tirante a causas de obstáculos en el canal o variaciones excepcionales del caudal. También evita cualquier error en el diseño (rugosidad subestimada) o en la construcción (replanteo incorrecto de la pendiente) origine rebalses.

#### **3.3.4.1.6.- Rugosidad.**

El material del canal o su revestimiento determina la rugosidad de la superficie del canal, que es una expresión para la magnitud de fricción se opone al deslizamiento del agua al pasar por la superficie.

El valor de la rugosidad es mayor para materiales más ásperos o rugosos o cuando existe otro tipo de obstáculos en el paso del agua (vegetación). Con el tiempo, la rugosidad de los canales tiende a incrementar a causa de falta de limpieza o desgaste del revoque original. En el diseño es buena práctica usar valores para la rugosidad basados en una estimación del estado del canal después de 5 años de uso.

La rugosidad puede expresarse como un coeficiente  $n$  aplicada en la fórmula de Manning, existen múltiples tablas que dan valores para el coeficiente  $n$  para distintos materiales, de las aguas que sustraen los siguientes valores comprobados:

**Cuadro 3.9**  
**COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE CANALES DE MANNING**

Tipo de superficie y condición de tramo	$n$
Hormigón (armado simple y ciclópeo)	0.018
Mampostería de piedra	0.022
Tierra	0.025
Valores adicionales (Ven Te Chow)	
Acero galvanizado	0.016
Hierro fundido en uso	0.020

Plástico	0.010
Tierra con pastos cortos, algunas malezas.	0.027
Tierra con malezas densas	0.035
Cortes en roca	0.035
Corrección para curvas	+0.001
Corrección para profundidades menores ( $y < 0.5$ m)	+0.001

**Fuente:** PRONAR.

#### **3.3.4.1.7- Partes complementarias.**

Como partes complementarias, en muchos canales hay que construir pasarelas que permiten el libre paso de personas y animales, es normal complementar las pasarelas con paredes laterales. En las pasarelas para animales de rebaño hay que añadir muros de ingreso que dirigen a los animales hacia el estrechamiento de la pasarela, para evitar que algún animal intente cruzar el canal al lado de la pasarela.

En cruces de caminos vecinales o entradas de propiedades, también se construyen puentes vehiculares, que requieren un cuidado especial en cuanto a su resistencia.

#### **3.3.4.1.8.- Criterios de diseño.**

En canales de tierra, para fines de estabilidad se usan secciones trapeciales.

En todos los canales de riego debe mantenerse un flujo sub crítico, para evitar excesiva erosión de solera y paredes. Desniveles mayores de la topografía se salvan mediante caídas o rápidas.

La dimensión de cada tramo se basa en los caudales máximos y mínimos por conducirse a lo largo del año.

En canales revestidos, se prefieren secciones trapeciales por el ahorro de costos. Por facilidad de construcción y menor pérdida de terreno puede optarse por canales rectangulares, pero éstos tienen un costo mayor.

Si hay una gran variación entre los caudales de una época y otra, se sugiere usar una sección trapecial porque asegura que también con caudales menores se mantiene un tirante considerable.

El ancho mínimo de una solera es 0.30m para permitir el uso de herramientas usuales para la limpieza. Sólo en caso de caudales muy pequeños (del orden de los 20 l/s o menores) puede optarse por un ancho más reducido, aceptando que así se complica el trabajo de limpieza, para caudales tan reducidos se recomienda el uso de tubería. La velocidad mínima en canales debe garantizar que no se deposite el material sólido en el canal. Su valor absoluto depende de la cantidad y tipo del material sólido en suspensión. En los canales de tierra la velocidad mínima debe ser 0.3 m/s y en canales revestidos 0.7 m/s.

Los canales deben ubicarse en terrenos estables.

En caso de canales en laderas escarpadas con peligro de deslizamiento se debe proteger con una tapa o losa.

#### **3.3.4.1.9.- Dimensionamiento del canal.**

Para el cálculo de la sección se procede de los siguientes pasos:

1.-Se establecen los valores para los parámetros básicos.

El caudal  $Q$  [ $m^3/s$ ], de acuerdo con el esquema hidráulico.

La pendiente  $S$  [m/m], según la topografía del terreno y el flujo requerido.

La rugosidad  $n$  [a dimensional] según el material de construcción.

El tipo de sección por aplicarse y el talud  $z$ .

2.-Se calcula la capacidad de transporte  $K$ , que se obtiene de un reordenamiento de la fórmula de Manning.

$$K = \frac{Q * n}{\sqrt{S}} = A * R^{\frac{2}{3}} \quad (1)$$

$$K = \frac{Q * n}{\sqrt{S}} = A * R^{\frac{2}{3}} * y^{\frac{1}{3}} \quad \text{Para canales pequeños}$$

Se escoge un talud de acuerdo al tipo de material del terreno y se calcula la relación b/y.

$$\frac{b}{y} = 2 * \sqrt{(1 + z^2)} - 2 * z \quad (2)$$

Entonces se pone las propiedades de la sección del canal (área, radio hidráulico) en función del tirante.

$$A = (b + y * z) * y \quad (3)$$

$$R = \frac{(b + y * z) * y}{b + 2 * y * \sqrt{1 + z^2}} \quad (4)$$

Luego reemplazamos en la ecuación 1, las ecuaciones 2,3 y 4, poniendo todo en función del tirante (y).

$$K = (b + y * z) * y * \left[ \frac{(b + y * z) * y}{b + 2 * y * \sqrt{1 + z^2}} \right]^{\frac{2}{3}} * y^{\frac{1}{3}}$$

Y luego mediante tanteo se resuelve la ecuación.

En caso teórico de “b” y “y” del paso anterior resulte en valores poco prácticos se deben adecuar los valores e “b” y “y” a los criterios de construcción. En general se opta por adecuar b a valores predeterminados (un mínimo con de 0.3 m con aumentos graduales de 0.05m).

Aplicando Manning y con b/y calculado

$$\Delta y = \frac{-\Delta b}{1.5 * \frac{b}{y} + 2 * z - 0.5}$$

O cuando se aplica la ecuación de Manning modificada:

$$\Delta y = \frac{-\Delta b}{1.7 * \frac{b}{y} + 2.25 * z - 0.5}$$

5.-Se calcula la velocidad del flujo en la sección determinada, aplicando la fórmula de continuidad, se calcula A dependiendo de la sección transversal del canal.

$$V = \frac{Q}{A}$$

6.-Después de determinar las dimensiones de la sección hay que controlar su resultado por:

- Velocidad crítica
- Fuerza tractiva
- Capacidad relativa de trasporte de material sólido en suspensión
- Capacidad relativa de transporte de material de arrastre.

**Cuadro 3.8**

**VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES EN CANALES DE DISTINTO MATERIAL**

<b>Tipo de material</b>	<b>Velocidad máxima (m/s)</b>
Tierra arcillosa	0.9
Revestimiento de piedra y mezcla simple	1
Mampostería de piedra y hormigón	2
Revestimiento de hormigón	3
Roca arenisca	1.5
Roca dura	3 a 5

**Fuente:** Máximo Villón, 2001

**3.3.4.2.- Desarenador.**

Los desarenadores son estructuras hidráulicas que sirven para decantar el material sólido no deseable que lleva el agua en un canal. Ese material sólido no es deseable en un sistema de atajados porque los mismos le quitan vida útil a la estructura, además a partir de ciertas cantidades y tamaños de partículas en suspensión obstruiría tuberías (como ser tomas).

### 3.3.4.2.1.- Diseño del desarenador.

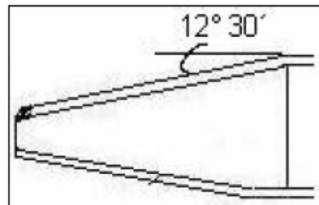
Los desarenadores están compuestos por cinco partes.

- **Transición de entrada**, la cual une el canal con el desarenador, sirve para conducir de una manera gradual al agua que viene del canal hacia la cámara de sedimentación. Esta transición minimiza la formación de turbulencias que perjudican la sedimentación.
- **Cámara de sedimentación**, es donde por aumento de la sección se logra una disminución de la velocidad del flujo, que hace que las partículas sólidas se precipiten al fondo. La forma de la sección transversal puede ser cualquiera aunque generalmente se escoge la trapecial por ser más eficiente y económica ya que concentra el material decantado en el centro facilitando el trabajo de limpieza. La pendiente del fondo debe estar entre 2% y 6% para facilitar la evacuación de los materiales depositados.
- **Vertedero**, al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre. La velocidad límite es 1 m/s, para evitar turbulencias.
- **Compuerta de lavado**, sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo, para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador se le da una gradiente fuerte del 2 al 6%, el incremento de la profundidad obtenido por efecto de esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, si no que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.
- **Canal directo**, por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador (optativo).
- **Vertedero de excedencias**, el desarenador no puede funcionar con exceso de agua y turbulencias provocadas por el ingreso de un caudal superior al

previsto en su diseño. El vertedero de excedencias puede construirse antes de la transición de entrada o se puede usar una de las paredes de la cámara de sedimentación como vertedero, descargando el caudal de exceso a un canal paralelo que conduzca de manera controlada el flujo que rebalse la capacidad del desarenador.

#### 3.3.4.2.2.- Criterios de diseño

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de **20 a 30 años**.
- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- Las partículas se toman como distribuidas uniformemente.
- El flujo alrededor de las partículas es laminar.
- Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
- La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de  $12^{\circ} 30'$ .



- La velocidad de paso por el vertedero de salida debe ser pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de material (krochin,  $V=1\text{ m/s}$ ).
- La llegada del flujo de agua a la zona de transición no debe proyectarse en curva pues produce velocidades altas en los lados de la cámara.}

#### 3.3.4.2.3.- Dimensionamiento.

1.-Se determina el diámetro de las partículas a decantar, los materiales en suspensión se clasifican según su tamaño de acuerdo a la siguiente tabla.

**Cuadro 3.11**  
**CLASIFICACIÓN DE PARTÍCULAS**

<b>Material</b>	<b>Diámetro (mm)</b>
Arcilla	0.00024 a 0.004
Limo	0.004 a 0.062
Arena	0.062 a 2
Grava	2 a 64

**Fuente:** Obras de riego para zonas montañosas.

2.- Se determina la velocidad de escurrimiento  $V_d$ , la velocidad horizontal de la corriente no debe sobre pasar un valor máximo para que:

- La materia en suspensión pueda depositarse.
- Las materias en suspensión ya depositadas no sean arrastradas nuevamente.
- Las materias en el proceso de descenso no sean puestas nuevamente en flotación.
- Se minimice con un flujo lo más laminar posible, la aparición de turbulencias.

Esta velocidad considerada como valor límite puede ser comparada con la velocidad crítica conocida en las teorías del acarreo o del flujo de sólidos en suspensión, según Camp, ésta es la velocidad crítica.

$$V_d = a * \sqrt{D}$$

$V_d$ =velocidad de escurrimiento (cm/s)

$D$ =diámetro del diámetro a decantar (mm)

$A$ =coeficiente que depende de  $D$ .

**Cuadro 3.12**

**COEFICIENTE [a]**

<b>Diámetro D</b>	<b>Coefficiente a</b>
D < 0.1 mm	51
0.1 mm < D < 1 mm	44
D > 1 mm	36

**Fuente:** Obras de riego para zonas montañosas.

3.-Se determina el ancho de la cámara de sedimentación. Considerando las limitantes que opone la topografía de montaña, éste es un valor que muchas veces debe fijarse de antemano, de acuerdo con las posibilidades del lugar.

4.-Se determina la altura de la cámara de sedimentación. Considerando que el material de sedimentación debe poder ser removido manualmente, la altura será un factor que determine el grado de dificultad de ese trabajo. Por ello conviene fijarla en un valor no mayor a 1.2m.

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

Q =Caudal (m<sup>3</sup>/s)

H =altura de la cámara de sedimentación (m).

V<sub>d</sub> =velocidad d escurrimiento (m/s).

B= ancho de la cámara de sedimentación (m).

Por condiciones de pared y considerando la formación de líneas de corriente, es recomendable verificar la relación:

$$0.8 < \frac{B}{H} < 1.0$$

5.- Se calcula la velocidad de sedimentación. La velocidad de sedimentación está en función principalmente del diámetro de la partícula debido a que el peso específico  $\gamma_s$  de las tierras minerales es prácticamente invariable: entre 2.60 y 2.65.

**Cuadro 3.13**  
**DIÁMETRO-VELOCIDAD DE ESCURRIMIENTO**

<b>D (mm)</b>	<b>Vs (cm/s)</b>
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.440
2.00	15.290
3.00	19.250
5.00	24.900

**Fuente:** Obras de riego para zonas montañosas.

6.-Se calcula el tiempo de retención, el tiempo que demorará la partícula en caer desde la superficie al fondo, el caso extremo será:

$$t_s = \frac{H}{V_s}$$

H=altura de la cámara de sedimentación (m).

V<sub>s</sub>=Velocidad de sedimentación (m/s).

t<sub>s</sub> = Tiempo de retención (s).

7.-Se calcula la longitud de la cámara

$$L = K * V_d * t_s$$

L=longitud de la cámara (m)

K=coeficiente de seguridad (-).

K es un coeficiente de seguridad usado en desarenadores de bajas velocidades para tomar en cuenta los efectos de la turbulencia y depende de la velocidad de escurrimiento de acuerdo al siguiente cuadro.

**Cuadro 3.14**  
**COEFICIENTE [K]**

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0.20	1.25
0.30	1.50
0.50	2.00

**Fuente:** Obras de riego para zonas montañosas.

8.-Se calcula la transición de entrada. La transición debe ser hecha lo mejor posible considerando que la eficiencia de la sedimentación depende en gran medida de la laminaridad del flujo y de la uniformidad en la distribución de velocidades en la sección transversal. Para el cálculo de su longitud se puede utilizar:

$$L_1 = \frac{B - b}{2 \cdot \tan \theta}$$

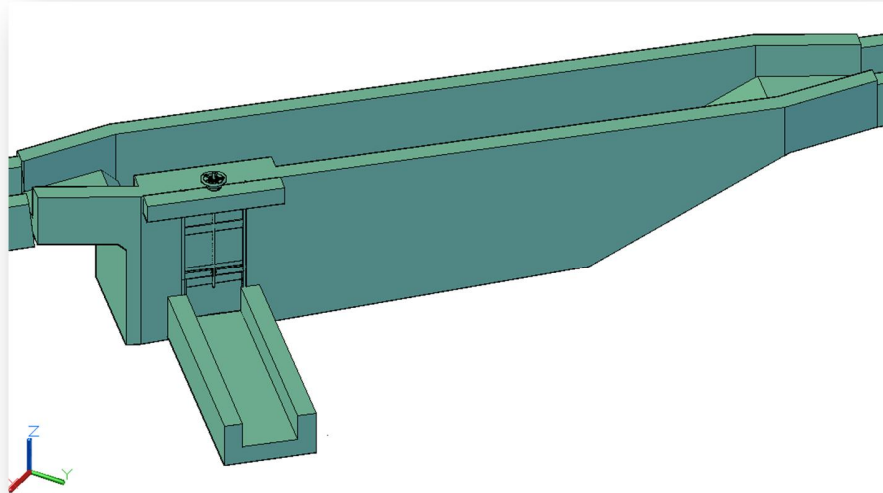
Siendo:

$\theta$ : ángulo de divergencia ( $12^\circ 30'$ )

B: ancho del sedimentador (m)

b: ancho del canal de llegada a la transición (m).

**Cuadro 3.14**  
**DESARENADOR**



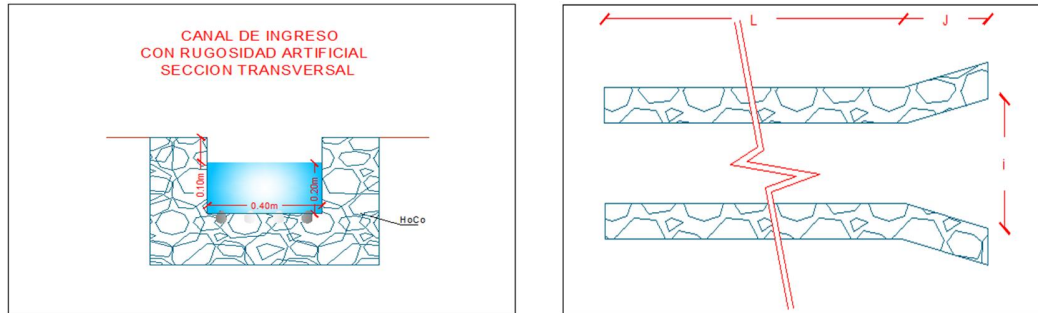
#### **3.3.4.3.- Canal de ingreso.**

El talud de corte interior de los atajados tiene una pendiente pronunciada (1:1.5 – 1:2.5) sobre el cual debe construirse el canal de ingreso con hormigón armado donde el hierro de refuerzo tendrá una cuantía mínima, para evitar rupturas en la sección transversal y fisuras del mismo ocasionadas por efectos de peso propio y ubicación en lecho sumergido. Para el diseño se utiliza los mismos criterios de un canal de conducción; a pesar de ser este canal de ingreso una obra civil conocida como rápida.

El caudal de diseño será el mismo que se utiliza para los canales de aducción y la pendiente asumida de 0,1% (salida del sedimentador).

En el canal de ingreso las velocidades son considerables, para disminuir la velocidad y evitar el desgaste de la solera es aconsejable poner piedras de tamaño aproximado de (0.10\* 0.05\*0.02 m) embebidas una mitad en la solera del canal, esto con la finalidad de crear una rugosidad artificial.

**Cuadro 3.15**  
**CANAL DE INGRESO**



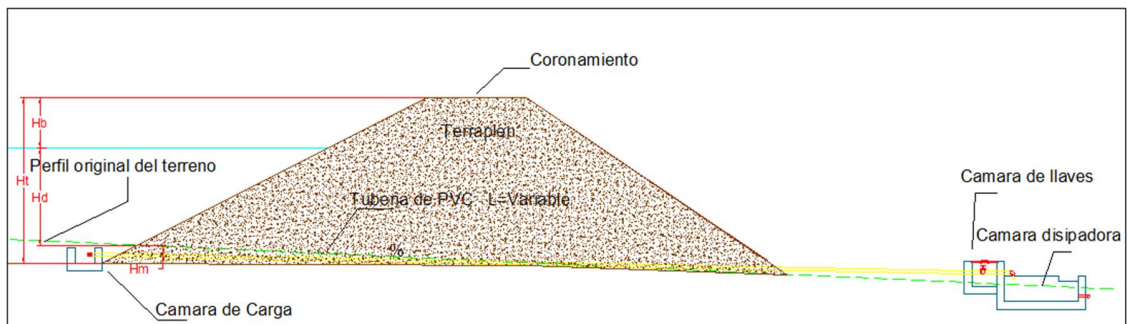
**3.3.4.4.- Obra de toma.**

El sistema de desfogue se implementa para descargar el agua del atajado de forma eficiente y sin causar erosión. Existen varias formas de hacerlo, una alternativa es la de colocar un sifón por encima del talud, pero por la sostenibilidad del sistema se recomienda incorporar un tubo de PVC o hierro galvanizado, ubicado a pocos centímetros de la base del atajado permitiendo de esta manera evacuar el agua almacenada.

Es conveniente instalar esta tubería de descarga con una pendiente leve, entre 1 – 2 %, ya que esto ayuda en la auto limpieza debido a la presión hidráulica existente.

Es necesario colocar un filtro en el extremo interior del tubo de desfogue para evitar el ingreso de material grueso y en el extremo exterior se coloca una llave de paso que permite regular el caudal de salida.

**Cuadro 3.16**  
**SISTEMA DE DESFOGUE**



### **3.3.4.4.1.- Características generales de las obras de toma.**

#### **3.3.4.4.1.1.- Funciones.**

Las obras de toma son estructuras que tienen como función principal de regular o dar salida al agua almacenada en un reservorio de agua.

Por lo general se entiende por "Obra de toma" a las estructuras que sirven para regular o dosificar el agua almacenada en un embalse y es componente como obra hidráulica de un atajado.

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su objetivo; con su distribución física y estructural, o con su operación hidráulica.

Las obras de toma que descargan directamente en el río se pueden llamar con salida al río, las que descargan en un canal se pueden clasificar como salida a un canal, y las que descargan a una tubería cerrada pueden llamarse con salida a una tubería forzada.

Las obras de toma también pueden clasificarse de acuerdo a su operación hidráulica, con respecto a que tengan o no compuertas; cuando tienen un conducto cerrado, si trabaja éste a presión en parte o como canal abierto en toda su longitud.

#### **3.3.4.4.2.- Capacidad de la toma.**

Los controles de las obras de toma se proyectan para dar paso al agua en gastos o caudales específicos, según lo dicten las necesidades de aguas abajo.

Las descargas para riego se determinan con los estudios de operación y deben basarse en el estudio de un periodo crítico de poco escurrimiento, cuando los almacenamientos en el vaso son pocos y las demandas de riego diarias están en su máximo. Las extracciones más críticas del vaso considerando estas demandas (en relación con los almacenamientos en el vaso) unidas a las de los derechos anteriores u otras descargas necesarias, generalmente determinan la capacidad de riego mínima de la toma.

#### **3.3.4.4.3.- Localización de las tomas.**

El establecimiento del nivel de la toma y de las elevaciones de los controles de las salidas y de los medios de conducción, en relación con los niveles de almacenamiento en el vaso, dependen de muchas circunstancias. En primer lugar, con objeto de obtener la capacidad de descarga necesaria, la toma debe colocarse a una distancia mínima abajo del nivel de operación del vaso, para poder disponer de la carga necesaria para la circulación en la obra de toma.

Las obras de toma para los reservorios de almacenamiento pequeños, generalmente se construyen cerca del nivel de la base. Si el objeto del reservorio es únicamente elevar y derivar el agua que llega, la obra de toma principal es generalmente una estructura de toma o de regulación a un nivel elevado. En los reservorios que se almacena agua para riego, uso doméstico, o para la conservación de elementos naturales, las obras de toma deben colocarse lo suficientemente bajas para vaciar todo el espacio destinado al almacenamiento; sin embargo, se puede colocar a una altura algo mayor que el nivel de la base, lo que depende de la elevación mínima establecida para el almacenamiento en el vaso. Es una costumbre común dejar un espacio en el vaso inactivo para el depósito de sedimentos.

La ubicación de la obra de toma está sujeta a varias condiciones como son: las topográficas, geológicas e hidráulicas, así como la capacidad de azolves y el uso para el que se proyecte.

#### **3.3.4.4.4.- Condiciones topográficas.**

En obras de toma para riego se debe tener en cuenta la elevación de los terrenos para regar, así como la margen hacia la que se ubica la zona de riego.

#### **3.3.4.4.5.- Condiciones hidráulicas.**

Con el fin de satisfacer las necesidades de descarga, la obra de toma debe localizarse a una cota lo suficientemente baja como para asegurar la carga hidráulica que permita proporcionar el gasto requerido, cuando el reservorio de agua se encuentre a un nivel mínimo de almacenamiento prefijado.

#### **3.3.4.4.6.- Capacidad de azolves.**

Es de vital importancia que la cota del umbral de la obra de toma quede al mismo nivel de la elevación correspondiente a la capacidad de azolves de almacenamiento, ya que en el momento en que los materiales que arrastran la corriente sobrepasen dicho nivel cubrirán la toma y el bordo dejará de ser útil para el fin propuesto. Teóricamente cuando la presa se proyecta para riego, la elevación de la obra de toma debe ser la que determine el área de riego.

#### **3.3.4.4.7.- Hidráulica de tomas.**

El cálculo hidráulico se ejecuta considerando flujo permanente uniforme en tubería a sección llena.

Donde:

$$H_T = h_L + h_s \quad (1)$$

$H_T$  = carga total necesaria para contrarrestar las diferentes pérdidas de carga para producir la descarga.

$h_L$  = pérdidas acumulativas en el sistema (rejillas, entrada cambio de dirección, contracción, ampliación, compuertas, válvulas, pérdidas por rozamiento)

$h_s$  = pérdida por carga de velocidad a la salida se puede desarrollar la ecuación (2) para que incluya una lista de cada una de las pérdidas como sigue:

$$H_T = h_r + h_e + h_v + h_f + h_s \quad (2)$$

Donde:

$h_r$  = pérdidas en las rejillas

$h_e$  = pérdidas a la entrada

$h_v$  = pérdidas en las compuertas o válvulas

$h_f$  = pérdidas por rozamiento

$h_s$  = pérdida por carga de velocidad a la salida

En la ecuación anterior, el número de subíndices se refiere a los varios

componentes, transiciones, y tramos a los que se refiere la pérdida de carga.

Cuando las salidas son de descarga libre,  $H_T$  se mide de la superficie del agua del vaso al centro de la compuerta de la salida o de la abertura. Si el chorro de salida se apoya en el piso de aguas abajo, la carga se mide en la parte más elevada del chorro emergente en el punto de la mayor contracción; si el portal de la salida está sumergido, la carga se mide al nivel del agua de descarga.

Cuando las diferentes pérdidas se relacionan a los componentes individuales, la ecuación (1) se puede escribir:

$$H_T = K_r \left( \frac{V^2}{2 * g} \right) + K_e \left( \frac{V^2}{2 * g} \right) + K_v \left( \frac{V^2}{2 * g} \right) + K_f \left( \frac{V^2}{2 * g} \right) + K_s \left( \frac{V^2}{2 * g} \right)$$

Donde:

$$K_f = \frac{f * L}{D}$$

En la que:

$K_r$  = coeficiente de pérdida de la rejilla.

$K_e$  = coeficiente de pérdida a la entrada,

$K_f$  = coeficiente de rozamiento en la ecuación para el movimiento del agua en tuberías Darcy Weisbach.

$K_v$  = coeficiente de pérdida en la compuerta o válvula.

$K_s$  = coeficiente de velocidad carga de salida.

Después se realizará el cálculo de la toma como un orificio.

$$Q_{orif.} = C_d * A * \sqrt{2g * (H_{min} - \sum hf)}$$

$C_d$  = Coeficiente de gasto, para orificio de pared gruesa [adimensional].

$A$  = Superficie mojada [ $m^2$ ].

$g$ =aceleración de la gravedad [ $m/s^2$ ] .

$H_{min}$ =Altura mínima de operación [ $m^2$ ] .

$Q_{orif.}$ =caudal del orificio, debe satisfacer la demanda máxima [ $m^3/s$ ].

#### **3.3.4.4.7.1.- Pérdidas.**

Las pérdidas de carga en los conductos de las obras de toma se deben principalmente a las resistencias producidas por rozamientos del agua a lo largo de sus paredes laterales. Las rejillas producen pérdidas adicionales por obstrucción, lo mismo que la contracción a la entrada, las contracciones y dilataciones; los cambios de dirección; y las reducciones de la sección producidas por válvulas y compuertas, y las demás obstrucciones en el conducto.

Las pérdidas más importantes de un conducto se detallan a continuación:

#### **3.3.4.4.7.2.- Pérdidas por rozamientos.**

Para determinar el gasto en los tubos grandes, la fórmula Darcy-Weisbach es la que con mayor frecuencia se emplea para determinar las pérdidas de energía debido a las resistencias producidas por rozamientos en los conductos. Las pérdidas de carga se pueden expresar:

$$h_f = \frac{f * L}{D} * \frac{V^2}{2 * g}$$

$f$  = Coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach [adimensional].

$L$  =Longitud de sección donde se calculan las pérdidas [m].

$D$  = Diámetro de la sección [m].

$V$  =Velocidad de flujo [m/s].

$g$  =Aceleración de gravedad [ $m/s^2$ ].

$h_f$  = Pérdida de carga por fricción [m].

En la que  $f$  es el coeficiente de pérdidas por fricción. Este coeficiente varía con la

rugosidad de la superficie del conducto y con el número de Reynolds. Este último es función del diámetro del tubo, de la velocidad, viscosidad, y densidad del fluido que circule por él.

#### **3.3.4.4.7.3.- Pérdidas en las rejillas.**

Las estructuras de las rejillas para basuras que consisten en miembros estructurales muy separados, sin barrotes, producen muy poca pérdida de carga, y las pérdidas en las rejillas para basuras en este caso se pueden despreciar al calcular las pérdidas en el conducto. Cuando la estructura consta de bastidores de barrotes, las pérdidas dependerán de lo grueso de los barrotes, de su altura y de su separación. Se puede obtener un resultado medianamente aproximado de la ecuación:

$$h_r = K_r \left( \frac{V^2}{2 * g} \right)$$

$K_r$ =coeficiente de pérdidas en la rejilla (empírico).

#### **3.3.4.4.7.4.- Pérdidas en compuertas y válvulas.**

No es necesario suponer pérdidas cuando una compuerta está montada a la entrada del conducto de manera que cuando queda completamente abierta no interfiere en las condiciones de la entrada. Cuando una compuerta está montada en el lado de aguas arriba o de aguas abajo de un muro de cabeza delgada, en forma que los costados y la parte inferior del chorro no sufran contracción, y solamente la parte superior se contrae, se aplicarán los coeficientes de pérdida que correspondan al tipo de orificio.

$$h_v = K_v \left( \frac{V^2}{2 * g} \right)$$

$K_v$ =coeficiente de pérdidas por compuerta o válvula (empírico).

### 3.3.4.4.7.5.- Pérdidas a la salida.

La carga de velocidad no se recupera cuando un tubo de presión descarga libremente o cuando está sumergido o corre sobre un piso. El coeficiente de pérdida de carga de velocidad,  $K_s$ , en estos casos es 1. Cuando se construye un tubo divergente en el extremo de un conducto, se puede recobrar una porción de la carga de velocidad si el tubo se amplía gradualmente, y si el extremo del tubo está sumergido. El coeficiente de pérdida de carga de velocidad será entonces menor que 1 en la cantidad de carga de velocidad recuperada.

$$h_s = K_s \left( \frac{V^2}{2 * g} \right)$$

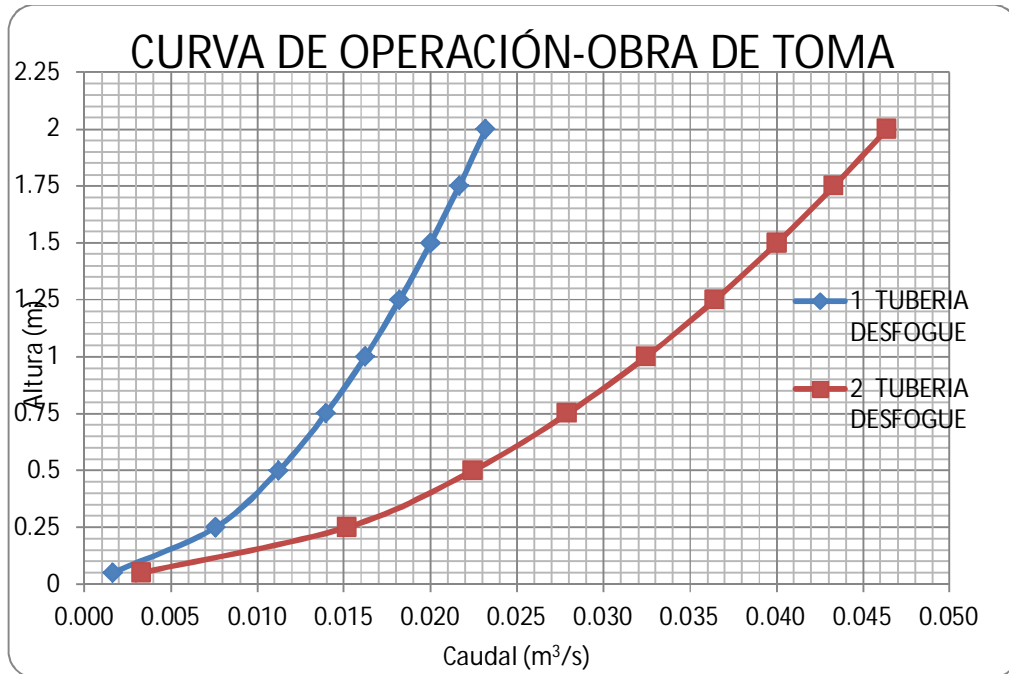
$K_s$ =coeficiente de pérdidas por compuerta o válvula (empírico).

**Tabla 3.13**  
**DIÁMETROS DESFOGUE**

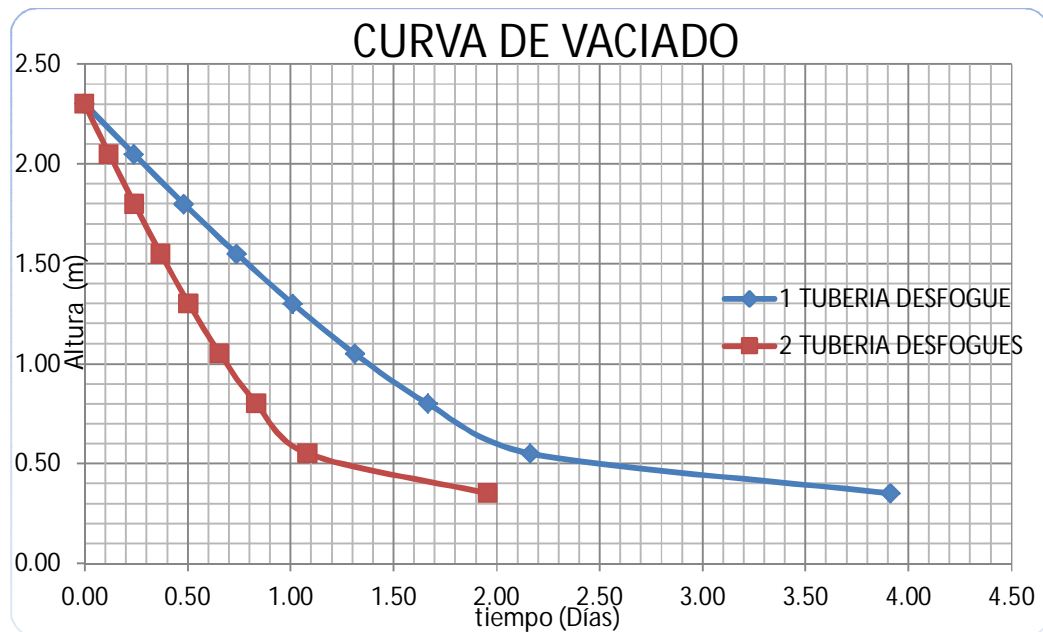
Diámetro	PVC				FG			
	2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	2 "	2 1/2 "	3 "	4 "
<b>mm</b>	50,80	63,50	76,20	101,60	50,80	63,50	76,20	101,60
<b>m</b>	0,051	0,064	0,076	0,102	0,051	0,064	0,076	0,102
<b>A</b>	0,002	0,003	0,005	0,008	0,002	0,003	0,005	0,008
<b>V</b>	0,959	0,614	0,426	0,240	0,959	0,614	0,426	0,240
<b>V<sup>2</sup>/2g</b>	0,047	0,019	0,009	0,003	0,047	0,019	0,009	0,003
<b>H<sub>T</sub></b>	0,257	0,092	0,040	0,011	0,500	0,166	0,068	0,017
<b>H<sub>min</sub></b>	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050

Fuente: Elaboración propia.

### Curva de operación del atajado



### Curva de vaciados del atajado



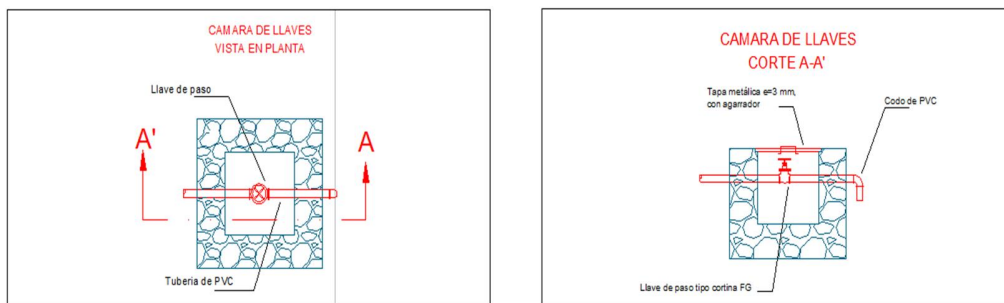
Donde se muestra que el vaciado del atajado se lo realiza en 4 días.

Para regular la descarga del agua y proteger la llave de paso, se construye una cámara de protección, esta es realizada en hormigón ciclópeo y lleva una tapa metálica.

Las dimensiones de ésta cámara son mínimas, sólo para que en su interior pueda albergar la llave de paso y realizar el manipuleo de la misma, como referencia las medidas más apropiadas son  $L = 0.50$ ;  $h = 0.50$  m con un espesor de muro de 0,15 m como se muestra en la figura siguiente.

**Cuadro 3.17**

**CÁMARA DE PROTECCIÓN (LLAVE DE REGULACIÓN)**



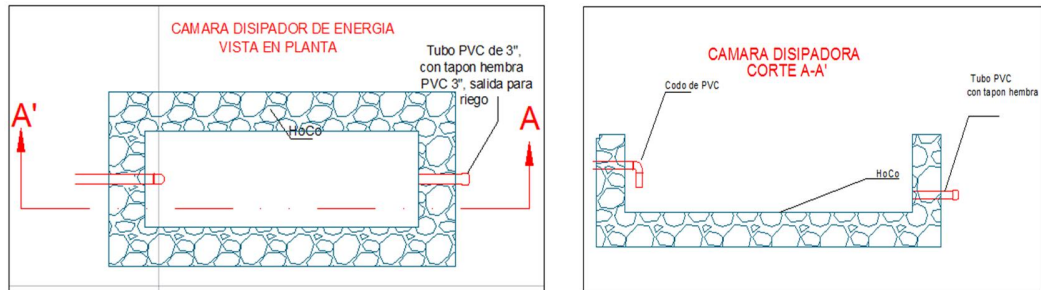
**3.3.4.5.- Cámara disipadora de energía.**

Contiguo a la cámara de la llave de paso se construirá un pequeño estanque de dimensiones interiores no mayores a 1.00 m de largo \* 0.50 m de ancho \* 0.50 m de alto, con espesores de pared de 0.10 m a 0.15 m y fondo de 0.15 m, que de igual manera corresponden a dimensiones mínimas constructivas en hormigón ciclópeo.

Este pequeño estanque cumple la función de disipar la energía cinética de salida del sistema de desfogue al crear un colchón hidráulico en su recinto, además cumple otros usos como lavadero de ropa, aseo personal y principalmente como abrevadero para los animales.

### Cuadro 3.18

## CÁMARA DISIPADORA DE ENERGÍA



#### 3.3.4.6.- Aliviadero.

Esta obra de arte consistente en un pequeño tramo de canal se construye para controlar el nivel máximo de embalse de agua en el atajado, evacuando los volúmenes de almacenamiento a una quebrada aledaña o cualquier desnivel topográfico que lo permita.

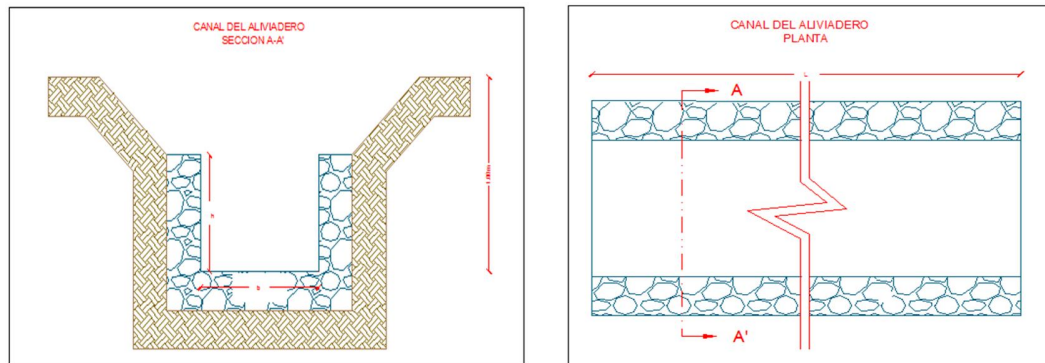
Para su diseño es conveniente considerar cuatro veces el caudal de ingreso al atajado tomando en cuenta probables escorrentías superficiales no controladas en periodos de lluvia torrenciales que podrían ingresar al interior del atajado.

Esta obra de arte se la construye en hormigón ciclópeo y se recomienda ubicarla en suelo estable y no en terraplenes recién formados para evitar rajaduras y asentamientos no deseados.

El diseño de este canal vertedor de excedencias se realiza con las fórmulas de Manning y de Continuidad de flujo anotadas anteriormente en la sección de canal.

### Cuadro 3.19

#### CANAL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS



#### 3.3.4.6.1.- Laminación.-

Vente Chow explica un procedimiento alternativo para el tránsito agregado de crecidas que surge de resolver las ecuaciones de continuidad por el método numérico de Runge Kutta. La ventaja de este método es que no requiere de la función almacenamiento-caudal de salida y está relacionado en una forma más cercana con la hidráulica de embalses, pueden adoptarse varios esquemas de Runge-Kutta de diferentes orden, del que selecciona un esquema de tercer orden; éste parte cada intervalo de tiempo en tres partes (incrementos), y calcula valores sucesivos de la elevación de la superficie del agua y el caudal de salida del embalse para cada incremento.

En la ecuación de continuidad, la variación del almacenamiento en relación a la elevación y superficie de agua embalsada, puede expresarse en función de la altura del embalse, como:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(H)$$

Donde S es el volumen de agua almacenado en el embalse; I(t) es el flujo de entrada al embalse como función del tiempo; y Q(H) es el flujo de salida del embalse, que se determina mediante la cabeza o elevación (H) en el embalse. El cambio en el volumen dS, debido al cambio en la elevación, dH; puede expresarse como:

$$dS = A(H)dH$$

Donde A(h) es el área de la superficie de agua correspondiente a la elevación H, la ecuación de continuidad, entonces puede escribirse como:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)}$$

La solución se extiende hacia adelante utilizando pequeños incrementos de la variable independiente, el tiempo, usando valores conocidos de la variable dependiente H. Para un esquema de tercer orden, existen tres incrementos en cada intervalo de tiempo  $\Delta t$  y se hacen tres aproximaciones sucesivas para el cambio en la cabeza de elevación dH.

Cada uno de los tres intervalos en H da una aproximación mayor al valor de la solución, tomando intervalos finitos, resulta:

Primera aproximación:

$$\Delta H_1 = \frac{Q_e(t_j) - Q_s(H_j)}{A(H_j)} \Delta t$$

Segunda aproximación:

$$\Delta H_2 = \frac{I(t_j + \frac{\Delta t}{3}) - Q(h_j + \frac{\Delta H_1}{3})}{A(h_j + \frac{\Delta H_1}{3})} \Delta t$$

Tercera Aproximación:

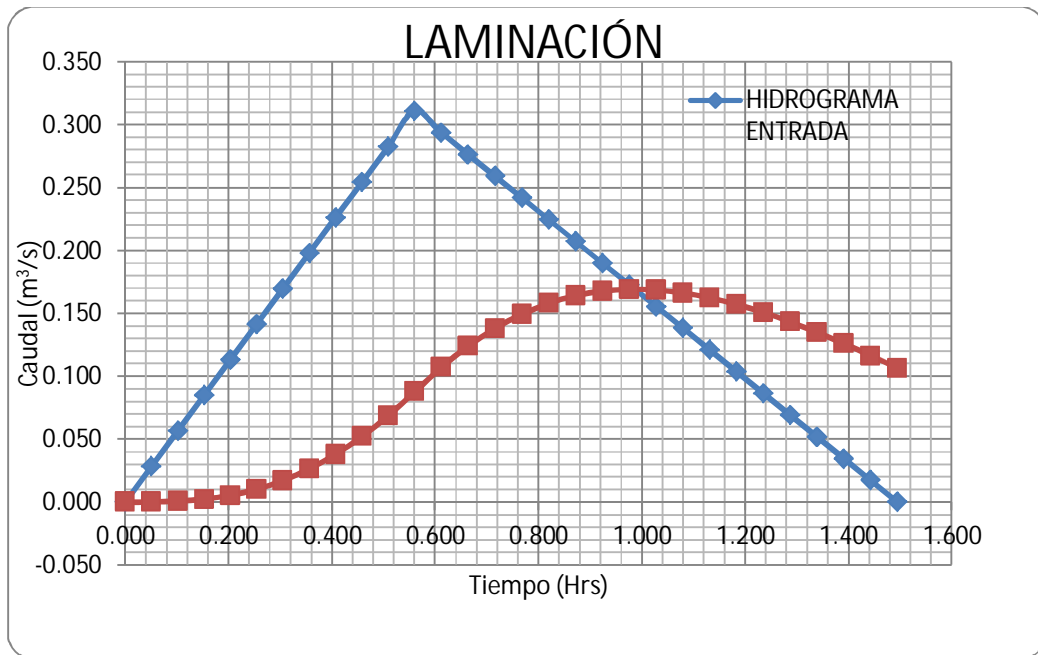
$$\Delta H_3 = \frac{I(t_j + \frac{2\Delta t}{3}) - Q_s\left(h_j + \frac{2\Delta H_1}{3}\right)}{A(H_j + \frac{2\Delta H_2}{3})} \Delta t$$

El valor de  $H_{j+1}$  está dado por:

$$H_{j+1} = H_j + \Delta H$$

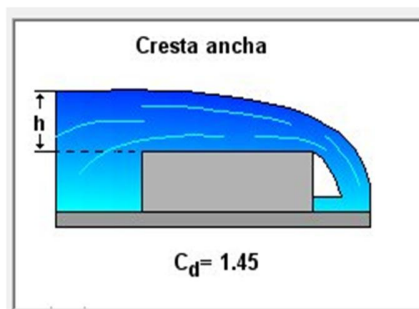
Donde:

$$\Delta H = \frac{\Delta H_1}{4} + \frac{3\Delta H_3}{4}$$

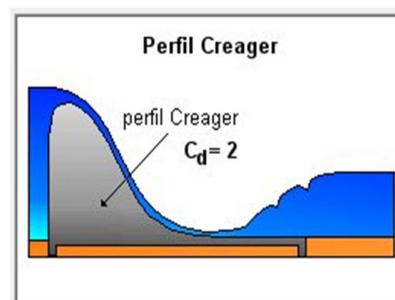


$$Q = C * L * H^{3/2}$$

$$H = 0,224 \text{ [m]}$$



$Q_{\max} =$	0,147	$\text{m}^3/\text{s}$
$H =$	0,252	$\text{m}$



$Q_{\max} =$	0,169	$\text{m}^3/\text{s}$
$H =$	0,224	$\text{m}$

Asumiendo una cresta tipo Creager, la altura de laminación del atajado será de 22.4 cm.

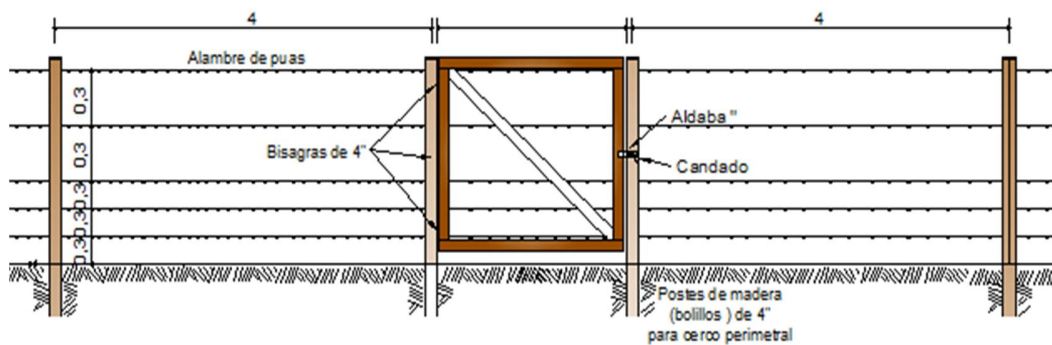
### 3.3.4.7.- Cerco de protección perimetral.

Es recomendable proteger los atajados con cercos naturales de espinas o con alambradas dependiendo de la disponibilidad, estos cercos cumplen la función de proteger el interior de los reservorios (terraplenes en su conjunto) ante posibles daños físicos causados por los animales, también evita posibles accidentes personales que pudiesen ocurrir.

El cerco perimetral se recomienda ubicarlo a 5.00 m. aproximadamente del pie de talud exterior y en todo el entorno del atajado, quedando dentro la cámara de llave y no así la cámara disipadora de energía que cumple la función de abrevadero y otros.

En caso de optar el cierre con alambrada, se colocar a postes de hormigón o bolillos de madera (eucalipto u otros) distanciados 3.00 - 4.00 m. enterrados un 20% de su altura; como muestra la figura siguiente:

**Figura 3.20**  
**CERCO DE PROTECCIÓN PERIMETRAL**



### **3.3.- Geomembranas.**

#### **3.3.1.- Introducción.**

El crecimiento en la conciencia ambiental, así como el desarrollo de nuevas tecnologías es claramente una facilidad en el control de agentes contaminantes, no sólo en el manejo de basuras, sino también en el manejo de residuos producidos por las grandes industrias. Es así como las geomembranas ayudan al desarrollo ambiental y a la protección del ecosistema.

Las geomembranas representan el segundo grupo más importante de geosintéticos en ventas detrás de los geotéxtils, sin embargo en volúmenes de dinero son las geomembranas las que ocupan el primer lugar. Su crecimiento ha sido estimulado por regulaciones gubernamentales, las cuales hasta el momento apenas se están desarrollando en nuestro país. Las geomembranas en sí son hojas delgadas de materiales poliméricos utilizados principalmente como recubrimientos y cubiertas de almacenamiento de materiales sólidos y líquidos.

Las geomembranas han sido empleadas en proyectos tales como cubiertas flotantes, rellenos sanitarios, lagunas de oxidación, reservorios, recubrimientos expuestos a la luz solar en taludes, impermeabilización de superficies, etc. Su durabilidad es estimada de acuerdo a la vida útil que sea especificada por el fabricante, comúnmente para geomembranas HDPE (Polietileno de alta densidad) o LLDPE (Polietileno de

baja densidad) se considera alrededor de 20 años. Otros tipos de geomembranas que de igual manera son generalmente usadas poseen una menor vida útil expuestas a la luz solar y por lo tanto deben ser cubiertas con suelo o con material de sacrificio, como puede ser un geotéxtil reemplazable.

Finalmente, para detenernos en la durabilidad y la vida de servicio de las geomembranas, tenemos que remitirnos a la experiencia, donde hace 15 años los conceptos originales decían que los geosintéticos eran fáciles de instalar pero no durarían largo tiempo. Los pensamientos actuales han cambiado drásticamente y se tienen experiencias reales sobre la larga vida y servicio de los geosintéticos, eso sí con gran preocupación acerca de la correcta selección e instalación de los mismos. Claramente los geosintéticos deben sobrevivir los procesos de instalación si se quiere cumplan con su periodo de servicio.

El uso de las geomembranas en el diseño de barreras impermeables es una alternativa válida y en muchos casos se utiliza como complemento a las alternativas tradicionales. El empleo de estos geosintéticos presentan las siguientes características:

- Son materiales homogéneos, de propiedades completamente cuantificables.
- Bajo una adecuada instalación, sus propiedades no sufren modificaciones durante el proceso constructivo.
- Son una alternativa más económica sobre todo en proyectos donde el tiempo de construcción es un factor importante del costo.
- Minimizan el impacto ambiental en las obras y permiten un mejor aprovechamiento de los volúmenes disponibles.

### **3.3.2.- Materiales.**

De acuerdo con la norma ASTM D4439, una Geomembrana se define como un recubrimiento, membrana o barrera de muy baja permeabilidad usada con cualquier tipo de material relacionado aplicado a la ingeniería geotécnica para controlar la

migración de fluidos en cualquier proyecto, estructura o sistema realizado por el hombre.

La permeabilidad de las Geomembranas es bastante baja comparada con los suelos, aun con suelos arcillosos; valores normales de permeabilidad para una Geomembrana medida para transmisión de agua y vapor están en un rango de  $1 \times 10^{-12}$  a  $1 \times 10^{-15}$  cm/s, por esto las Geomembranas son consideradas impermeables.

El término recubrimiento, es aplicado cuando se utilizan como interfase entre dos suelos o como revestimiento superficial; el término barrera se emplea cuando se usan en el interior de una masa de tierra. Para esta función se requieren Geomembranas hechas de polietileno de alta densidad HDPE. Este requerimiento está basado en su resistencia al intemperismo por acción de los rayos UV y a su comportamiento cuando se encuentran expuestos a condiciones ambientales y al ataque químico. La calidad de las Geomembranas comienza con la selección de la resina base; éstas están especialmente formuladas para cumplir las más exigentes especializaciones, se mezclan con negro de humo y aditivos antioxidantes que garantizan una larga duración; incluso en condiciones de exposición a la intemperie.

### **3.3.3.- Geomembranas de polietileno de alta densidad (HDPE).**

Las Geomembranas deberán ser utilizadas cuando los reservorios tienen un área superior a los  $800 \text{ m}^2$  o presentan formas irregulares que hacen que sea obligatorio realizar el sellado de la Geo membrana en obra.

### **3.3.4.- Características físicas y mecánicas del material.**

Las Geomembranas de polietileno de alta densidad (HDPE) deberán ser fabricadas con resinas de polietileno virgen y específicamente diseñadas para la producción de Geomembranas flexibles, compuestas por un 97.5% de polietileno, 2.5% de negro de humo, además de antioxidantes y termo estabilizadores. La Geomembrana a utilizar deberá presentar los requerimientos de propiedades mecánicas, físicas y de durabilidad que se presentan en el cuadro.

**Cuadro 3.21**  
**GEOMEMBRANA HDPE 40-1MM**

PROPIEDADES RELEVANTES	NORMA	UND	VALOR	FRECUENCIA DE ENSAYO
Espesor (Valor medio mínimo) Valor mínimo individual de 10 valores	ASTM D 5199	mm	1.00 0.95	por rollo
Densidad (mínimo)	ASTM D 1505 ASTM D 792	g/cc	0.94	90,000 Kg
Resistencia a la Tracción (V. M. Mínimo) (1) - Resistencia a la Rotura - Resistencia en Fluencia - Elongación a la Rotura - Elongación a la Fluencia	ASTM D 6693 Tipo IV	K N/m K N/m % %	27 15 700 12	9,000 Kg
Resistencia al Rasgado (V. M. Mínimo)	ASTM D 1004	N	125	20,000 Kg
Resistencia al Punzonado (V. M. Mínimo)	ASTM D 4833	N	320	20,000 Kg
Envejecimiento medio ambiental (SCR)	ASTM D 5397	hr	300	Por GRI GM-10
Contenido de negro de carbono	ASTM D 4218	%	2.0 - 3.0	9,000 Kg
Dispersión de negro de carbono (2)	ASTM D 5596		Cat. 1 ó 2	
Tiempo Oxidación Inducida (UIT) V.M.Min (3)	ASTM D 5885	min.	> 100	por formulación
Resistencia UV b. OIT a alta presión (min prom) % retenido después de 1,600 hr	GM11 ASTM D 5885	%	50 (min)	por formulación
Tiempo de Oxidación Inducida OIT b. OIT a alta presión	ASTM D 5885	%	400 (min)	por formulación
Rollo Ancho (4)		m	7	
Rollo Largo		m	200	
Rollo Area		m <sup>2</sup>	1400	
Unidad de Venta		m <sup>2</sup>		

Fuente: PRODAC.

### 3.3.5.- Impermeabilización con Geomembranas.

Las Geomembranas son los geosintéticos de mayor utilización para evitar la contaminación de suelos y agua subterránea, generados por rellenos sanitarios, residuos de la explotación de minerales, lodos generados en la refinería del petróleo, entre otros.

Las Geomembranas son hojas delgadas de materiales poliméricos utilizadas como barreras impermeables en recubrimientos y cubiertas de almacenamiento de materiales sólidos y líquidos. Existen dos tipos de Geomembranas Alta y Baja densidad.

El crecimiento en la conciencia ambiental, así como el desarrollo de nuevas tecnologías representa una alternativa en el control de agentes contaminantes no sólo en el manejo de basuras, sino también en el manejo de residuos producidos por las grandes industrias.

Es así como las Geomembranas ayudan al desarrollo eco-eficiente ambiental y a la protección del ecosistema, evitando la contaminación generada por estos agentes externos a través del recubrimiento en la parte baja y en los lados.

**Cuadro 3.10**  
**IMPERMEABILIZACIÓN CON GEOMEMBRANAS.**



**3.3.5.1.- Metodología de diseño.**

La metodología que se presenta a continuación permite seleccionar la geomembrana más adecuada para ser instalada como barrera impermeable, garantizando la protección del ecosistema en cada una de las aplicaciones como pueden ser en reservorios de agua, en rellenos sanitarios, en recolección de lodos generados de los procesos industriales, en lagunas de oxidación, etc.

El diseño por función consiste en evaluar la principal aplicación para la cual se utiliza la geomembrana y calcular el valor requerido para esa propiedad en particular. En el caso del diseño para la geomembrana, se comparan las resistencias del material con el valor requerido en el diseño para una misma propiedad, obteniendo un factor de seguridad global  $F_{Sg}$ .

$$F_{Sg} = \frac{RESISTENCIA\_ADMISIBLE}{RESISTENCIA\_REQUERIDA} \Rightarrow F_{Sg} > 1$$

Donde:

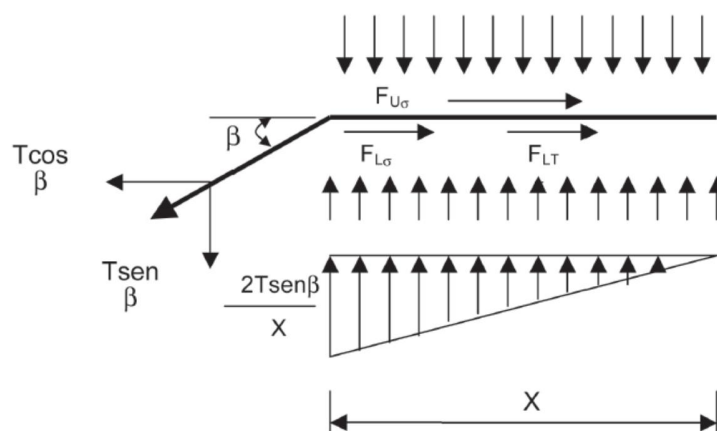
**Resistencia disponible:** Resistencia última del ensayo de laboratorio que simula las condiciones reales del proyecto sobre los factores de reducción.

**Resistencia requerida:** Valor obtenido del cálculo mediante una metodología de diseño que simula las condiciones reales del proyecto.

### 3.3.5.2.- Diseño del Espesor.

El espesor necesario de una geomembrana dependerá del polímero con que esté fabricada dicha membrana debido a los comportamientos tan distintos a la fluencia de cada uno de los materiales.

Para el cálculo del espesor se realiza un equilibrio límite teniendo en cuenta la posible deformación en la geomembrana como se muestra a continuación:



$$\sum F_x = 0$$

$$T \cdot \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT}$$

$$T \cdot \cos \beta = \sigma_n \cdot \tan \delta_U \cdot (x) + \sigma_n \cdot \tan \delta_L \cdot (c) + 0.5 \cdot (2 \cdot T \cdot \sin \frac{\beta}{x}) \cdot (x) \cdot \tan \delta_L$$

$$T = \frac{\sigma_n \cdot x \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L}$$

La tensión inducida en la geomembrana es igual al esfuerzo admisible por el espesor.

$$T = \sigma_{adm} \cdot t$$

Donde:

T = Tensión movilizadora en la geomembrana.

$\sigma_{adm}$  = Esfuerzo admisible en la geomembrana.

t = Espesor de la geomembrana.

Entonces reemplazando estos valores en la ecuación se tiene que:

$$t = \frac{\sigma_n \cdot x \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} \cdot (\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L)}$$

Donde:

$\beta$  = Ángulo que forma el movimiento de la geomembrana a tensión con la horizontal.

$F_{U\sigma}$  = Fuerza de fricción sobre la geomembrana debido al suelo de cubierta (para suelos de cubierta demasiado delgados, la fracturación de éste puede ocurrir por tensión, en estos casos este valor suelo despreciable)

$F_{L\sigma}$  = Fuerza de fricción debajo de la geomembrana debido al suelo de cubierta.

$F_{LT}$  = Fuerza de fricción debajo de la geomembrana al componente vertical de T admisible.

$\sigma_n$  = Esfuerzo aplicado por el material de relleno.

$\delta_U$  = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior (ASTM D 5321)

$\delta_L$  = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior (ASTM D 5321)

x = Distancia de movilización de la deformación de la geomembrana.

**Cuadro 3.23**

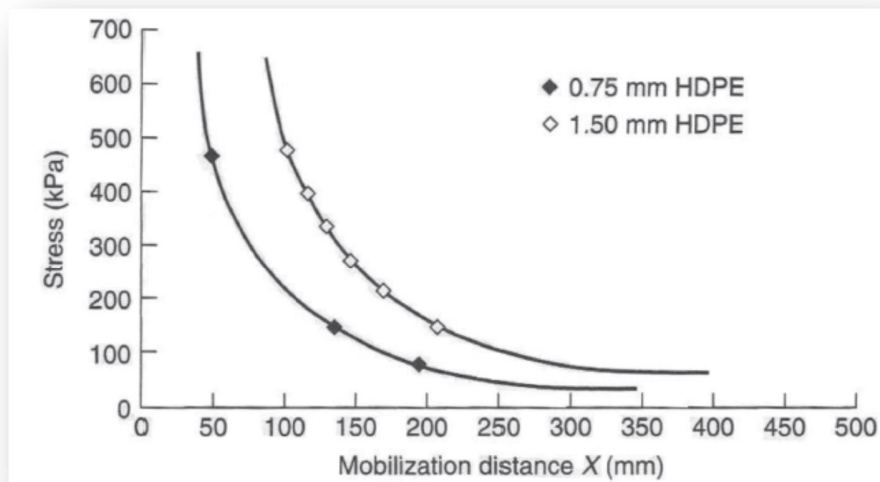
**ÁNGULOS DE FRICCIÓN GEOMEMBRANA - SUELO Y GEOMEMBRANA - GEOTEXTIL**

**SEGÚN ENSAYO ASTM D 5321.**

Tipo De Geomembrana	Tipo De Geotextil	Tipo De Suelo - Arena		
		$\phi = 30^\circ$	$\phi = 28^\circ$	$\phi = 26^\circ$
HDPE	no tejido Punzonado			
Texturizada		30° (100%)	26° (92%)	22° (83%)
Lisa		18° (56%)	18° (61%)	17° (63%)

**Cuadro 3.24**

**DISTANCIA DE MOVILIZACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE LA GEOMEMBRANA HDPE VS ESFUERZO.**



**3.3.5.3.- Ventajas**

- Alta durabilidad.
- Resistentes a la mayoría de los líquidos peligrosos.
- Alta resistencia química.
- Resistentes a la radiación ultravioleta.

La superficie a recubrir debe estar lo más lisa posible, libre de objetos corto punzantes, piedras angulosas, piedras mayores a 2.5 cm de diámetro y/o raíces que puedan rasgar la geomembrana, entonces la primera recomendación es remover los sobre tamaños de roca que se tienen para luego instalar un geo textil no tejido.

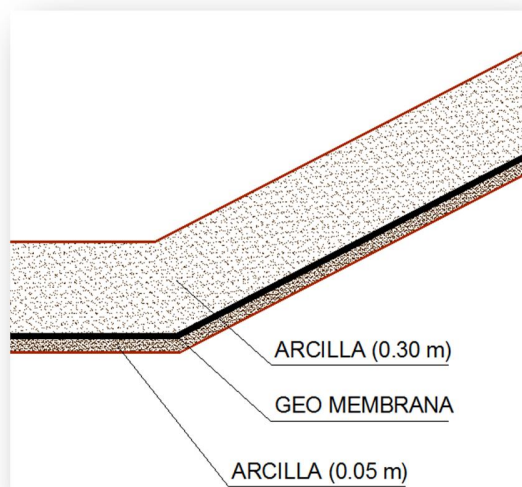
#### 3.3.5.4 Geo textil.

Dentro de las funciones de los geotéxtiles no tejidos, está la protección de geomembranas; esto se debe a su espesor que evita que las geomembranas sufran punzonamiento, motivo por el cual es capaz de soportar sucesivas contracciones y dilataciones que experimenta la geo membrana por variaciones térmicas.

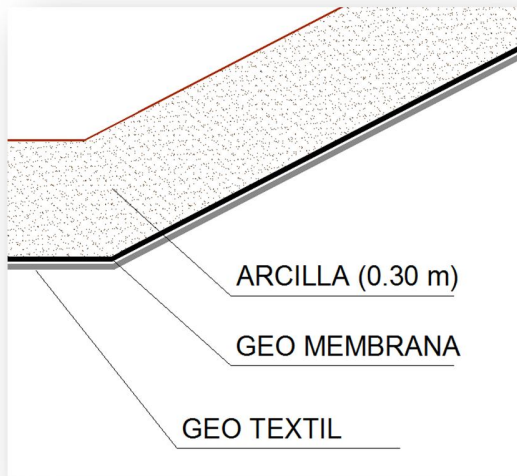
#### 3.3.5.5.- Ventajas

- Facilitan la instalación de la geomembrana.
- Obras de instalación más limpias.
- Mejor procedimiento para el sellado de la geomembrana.
- Funciona como elemento drenante bajo la geomembrana, permitiendo la conducción de gases y líquidos emergentes del subsuelo en su plano, los cuales podrían afectar la elongación inicial de la misma deteriorando su correcto funcionamiento.

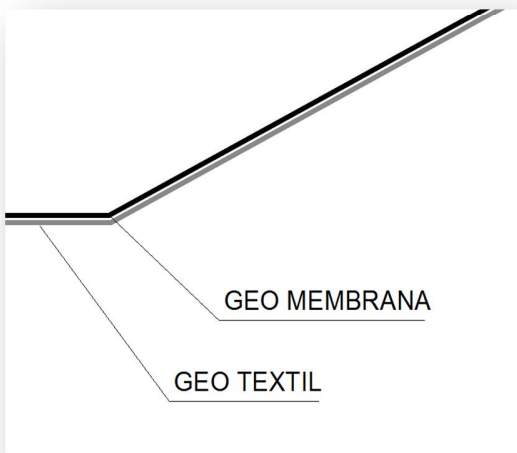
#### 3.3.5.6.- Alternativas de impermeabilización.



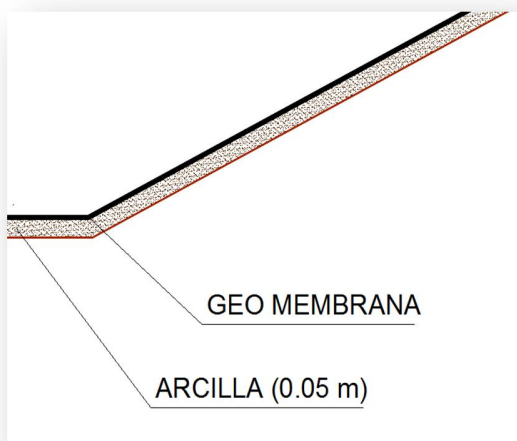
Se debe realizar una cama de arcilla con el propósito de proteger la geo membrana, evitando de esta manera el punzonamiento y el rasgado de este material impermeable y sobre el mismo geo membrana, luego material arcilloso para proteger la geo membrana de los rayos ultravioleta. Ésta es la mejor forma de impermeabilizar un reservorio de agua (el costo es elevado).



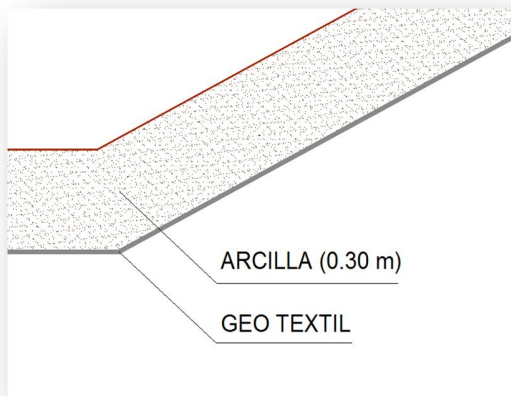
Se debe colocar una capa de geo textil con el propósito de proteger la geo membrana, evitando de esta manera el punzonamiento y el rasgado de este material impermeable y sobre el la geo membrana, luego material arcilloso para proteger la geo membrana de los rayos ultravioleta (se puede reemplazar la cama de arcilla con geo textil).



Se debe colocar una capa de geo textil con el propósito de proteger la geo membrana, evitando de esta manera el punzonamiento y el rasgado de este material impermeable y sobre el mismo, instalar la geo membrana. Se puede realizar la impermeabilización de esta manera puesto que la geo membrana está diseñada para resistir a los rayos ultravioleta.



Se debe realizar una cama de arcilla con el propósito de proteger la geo membrana, evitando de esta manera el punzonamiento y el rasgado de este material impermeable y sobre el mismo, instalar la geo membrana, se debe tener en cuenta que se debe realizar cerco perimetral al realizarlo de esta forma.



Se debe colocar una capa de geo textil con el propósito de que funcione como un filtro de material fino, luego material arcilloso compactado para tapar los orificios que pueda tener el geo textil. Ésta no es la mejor forma de impermeabilizar, pero es una alternativa razonable, desde el punto de vista económico.

### 3.4.- Introducción a los sedimentos.

El suelo es removido constantemente de la superficie de la tierra y transportado aguas abajo por los ríos hasta que se deposita finalmente en los lagos, estuarios y océanos. Dado que el agua es uno de los principales agentes de la erosión y el vehículo principal de transporte del material erodado, este proceso es de gran interés para el hidrólogo. El interés principal en hidrología son las tasas de transporte y las tasas de deposición en embalses, puertos y estuarios, así como los medios para controlar la erosión en los sitios donde se produce, tanto para conservar el suelo en su sitio, como para minimizar la acumulación en embalses y puertos.

Los sedimentos tienen una gran influencia sobre la factibilidad técnica y económica y sobre la operación de proyectos de recursos hídricos y estructuras hidráulicas. La evaluación precisa de esta influencia se hace difícil porque normalmente existen limitaciones significativas en la información básica disponible.

De hecho, los sedimentos influyen sobre los embalses en varias formas como se indica a continuación:

- a) Deposición de sólidos en los embalses con la consiguiente disminución del volumen útil y obstrucción de tomas, estaciones de bombeo, descargas de fondo, etc. Éste es el aspecto más conocido de la acción de los sedimentos en relación con los embalses, que puede resultar muy significativo desde el punto de vista

económico, especialmente cuando la operación del proyecto depende en gran medida de la regulación provista por el embalse.

- b) Calidad de agua que entra a la toma, en cuanto a la concentración y tipos de sedimentos que contiene, lo cual influye sobre la operación hidráulica del mismo.

#### **3.4.1.- Vida útil de un atajado como embalse.**

Es el tiempo que continuará almacenando cantidad útil de agua, se determina por la rapidez con la que se acumula el sedimento año tras año.

Para poder determinar la disminución de la capacidad efectiva del embalse se necesitan datos sobre la carga de sedimentos que los canales aportan al embalse. Solamente los sedimentos gruesos reducirán esta capacidad; los materiales en suspensión se sedimentarán en el desarenador lo cual no influye directamente en la capacidad del embalse.

#### **3.4.2.- Modalidades del transporte sólido.**

Cuando el fondo de un canal es rígido, de concreto por ejemplo, la sección transversal está definida. La relación entre las diferentes variables se establece mediante una ecuación como la de Manning o Chezy. El gasto es función de la pendiente, rugosidad del contorno y tamaño de la sección transversal. En cambio, en un fondo móvil el lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. Esto determina no sólo una configuración variable del fondo, sino también un cambio en la resistencia al escurrimiento, expresada en términos de la rugosidad. A su vez, los cambios morfológicos de la sección transversal determinan variaciones en el transporte sólido, con lo que el problema se complica aún más.

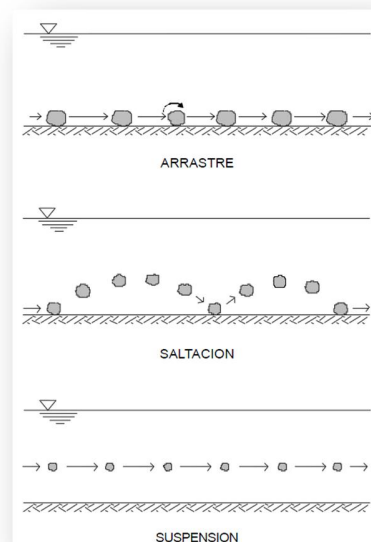
La descripción matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida es sumamente compleja. Cualquier modelo que pretenda describir el movimiento de las partículas, tiene que ser, necesariamente, el producto de una profunda esquematización, vale decir de una simplificación del modo como ocurren los fenómenos. El flujo real es tridimensional, el flujo ideal, que corresponde a las fórmulas, es bidimensional. Esta profunda diferencia, añadida a otros factores,

hace que frecuentemente se presenten divergencias notables entre lo previsto "teóricamente" y lo observado posteriormente.

Bajo el supuesto anterior podemos distinguir entre aquellas partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y que ruedan o se deslizan constituyendo el arrastre o transporte sólido de fondo, y aquellas que van en suspensión. Algunas partículas se transportan de un modo peculiar: a saltos, a esta modalidad se le denomina transporte por "saltación".

El material de arrastre, que está constituido por las partículas de mayor tamaño, rueda o se desliza siempre en contacto con el fondo y avanza en forma de rizos, dunas y barras (siempre que la granulometría lo permita). La velocidad de una partícula sólida es en general inferior a la de la corriente. El material en suspensión está constituido por las partículas más finas, y prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo.

**Figura 3.7**  
**MODOS DE TRASPORTE DE SÓLIDOS**



**Fuente:** Arturo Rocha felices "Introducción a la hidráulica fluvial"

Las leyes que rigen y describen cada uno de estos modos fundamentales de transporte son en principio diferentes. Se denomina gasto sólido, de fondo ( $T_F$ ) o de suspensión

( $T_s$ ), a la cantidad de partículas, en unidades de peso o volumen, que pasa por una sección determinada en la unidad de tiempo. Las unidades que se usan frecuentemente para el gasto sólido son: N/s, kg/día, t/mes, m<sup>3</sup>/año, etc. El gasto sólido puede expresarse también por unidad de ancho, del río o canal, y entonces se llama gasto sólido específico.

Debemos tener presente que la determinación de los gastos sólidos es un problema muy difícil, principalmente por las siguientes circunstancias:

- a) Gran variabilidad de los fenómenos, tanto en el espacio como en el tiempo.
- b) Elevado y no bien determinado número de variables que intervienen.
- c) Dificultad de comprobar en la Naturaleza los resultados obtenidos.

#### **3.4.3.- Interacción Sedimento-Estructura.**

La construcción de una obra hidráulica en un río o ladera altera el comportamiento fluvial, lo que se manifiesta mediante procesos de erosión y/o sedimentación. A su vez los sólidos transportados por las corrientes líquidas causan daños a las estructuras hidráulicas que están en contacto con ellas.

Entre los daños principales causados por los sólidos mencionamos los siguientes:

- a) Sedimentación de embalse.
- b) Dificultad en la operación de bocatomas y desarenadores.
- c) Erosión del revestimiento de canales.
- d) Sedimentación en conducciones hidráulicas.

#### **3.4.5.- Análisis de sedimentos en el atajado**

El agua que escurre superficialmente en la micro cuenca de aporte lleva partículas sólidas a los canales de captación y además el agua erosiona, sus orillas y fondo (canal de captación), transportando materiales sólidos hacia aguas abajo. Este procedimiento es tanto más intenso cuanto mayor es la gradiente y el diámetro del material sólido arrastrado, el transporte de sedimentos es un proceso muy complejo y

para simplificar su estudio éstos se han dividido en forma hasta cierto punto arbitraria en sólidos de fondo y en sólidos en suspensión. Los arrastres de fondo generalmente no llegan al 10% de los suspendidos, mientras que en ríos de montaña pueden acercarse al 50% del total (PRONAR).

La cantidad de sedimentos que pasa por unidad de tiempo por una sección se llama caudal sólido es un valor que varía tanto en el tiempo como a lo largo de los canales de captación (en nuestro caso), el mayor caudal sólido se produce durante las precipitaciones siendo nulas durante el periodo de estiaje. El tamaño de los sólidos varía de acuerdo a las diferentes estratificaciones que pueda tener la micro cuenca de aporte, la pendiente que este presenta y las características de la lluvia.

Las cantidades de materiales sólidos llevados por un cauce de agua se miden en Kilogramos/m<sup>3</sup> de agua o en m<sup>3</sup>/año/ Km<sup>2</sup> de cuenca de drenaje siendo no ser el caso en este proyecto, debido a que se colecta agua de lluvia en canales de captación y para alargar la vida útil del proyecto se realizó un desarenador como medida de prevención al llenado de sedimentos al reservorio de agua.

Analizando la información existente al respecto, la micro cuenca de aporte de agua es relativamente pequeña y en comparación con los ríos de montaña; los canales de captación también son inferiores en el transporte de sedimentos, puesto que el aporte de sedimentos no sería de gran magnitud, como otra medida de precaución se debe tener en cuenta siempre la ubicación del atajado, no emplazándolo en pendientes mayores al 15-20% ya que en altas pendientes la deposición de sedimentos es más rápido y no deben estar sobre el cauce de las quebradas debido a que es muy difícil controlar los sedimentos que arrastra el agua de dichas quebradas.

Se sugiere la construcción de desarenadores, que sirvan para retener parte de los sedimentos arrastrados, éstos deberán ser dispuestos antes de la estructura de almacenamiento de agua y con el mantenimiento correspondiente para un buen funcionamiento; no está demás realizar una especie de contra cunetas (canal) en la parte de superior del atajado por seguridad.

## **CAPÍTULO IV**

### **PRESUPUESTO DEL PROYECTO**

#### **4.- Introducción.**

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de los pasos más importantes en lo que se refiere la planificación de una obra. En cada etapa de la construcción, el presupuesto representa la base para la toma de decisiones y, en los que se refiere en obras de carácter público (licitaciones), es el factor más importante en la adjudicación de contratos. Actualmente, la gran competitividad en el sector de la construcción, hace que la estimación de costos sea una de las causas de éxito o fracaso de empresas.

La elaboración de un presupuesto, tiene su base en la asignación de un precio unitario a cada una de las actividades que se desarrollan representadas por un volumen de obra. El costo total es la sumatoria de la multiplicación de los precios unitarios y la cantidad de cada ítem.

La determinación de los volúmenes de obra se basa en la interpretación de los planos y de las especificaciones técnicas, tanto para la elaboración de la propuesta como para la medición de obra para el pago de los trabajos realizados.

La determinación de los volúmenes de obra (cálculos métricos) junto con los precios unitarios y de la duración de la obra son los factores determinantes para la realización de un presupuesto de obra.

#### **4.1.- Cálculos métricos.**

El objeto que cumplen los cálculos métricos dentro una obra son:

- a) Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- b) Determinar la cantidad de material necesario para la ejecutar una obra.
- c) Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance de obra.

Los cálculos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas; los términos cálculo, cubicación y metro son palabras equivalentes. No obstante de su simplicidad, el cálculo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático. La responsabilidad de la persona encargada de los cálculos, es de mucha importancia, debido a que este trabajo puede representar pérdidas o ganancias a los propietarios o contratistas.

#### **4.1.1.- Principios generales para realizar el cálculo.**

- a) **Estudiar la documentación.** Mediante esta operación, se tiene primera idea sobre la marcha del cálculo, la interpretación de un plano no puede lograrse si no se tiene la visión del conjunto de la obra. La revisión de los planos deberá ser hecha en forma conjunta con el pliego de especificaciones.
- b) **Respetar los Planos.** La medición debe corresponder con la obra, el cálculo se hará siguiendo la instrucción de los planos y pliegos. Durante el cálculo se pone en evidencia los errores y omisiones obtenidos del dibujo, de donde resulta que el calculista es un eficaz colaborador del proyectista.
- c) **Medir con Exactitud.** Dentro los límites razonables de tolerancia se debe lograr un grado de exactitud, tanto mayor cuanto mayor sea el rubro que se estudia. Por ejemplo no es lo mismo desprestigiar 1 m<sup>2</sup> de revoque, que 1 m<sup>2</sup> de revestimiento de mármol. Por pequeño que sea su costo no deben ser desprestigios los ítems que forman parte de una construcción.

#### **4.2.- Los Costos en construcción.**

En general se pueden identificar los siguientes grandes componentes los cuales participan en los costos básicos de una obra:

- Materiales.
- Mano de obra.

- Equipos y herramientas.
- Gastos generales: administración e imprevistos.
- Impuestos.

Los tres primeros componentes se denominan costos directos. Tienen una relación directa con la ejecución física de la obra, estos costos están directamente relacionados con las cantidades de obra a ejecutar.

Los gastos generales también se conocen como costos indirectos, están relacionados especialmente con el tiempo de ejecución, e incluyen todos aquellos factores diferentes de los costos directos, que afectan la ejecución de la obra incluyendo gastos administrativos, de mantenimiento, financieros, impuestos, pólizas, servicios públicos, comunicaciones, control técnico, campamentos, vías de acceso, etc., además de los imprevistos.

#### **4.3.-Costo de directo.**

El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).

- Materiales: es el costo de los materiales puestos en obra.
- Mano de Obra: es el costo de la mano de obra involucrada en el ítem, separado por cada especialidad, por ejemplo, en el caso de una viga de hormigón armado se necesita la participación de albañil, encofrador y eferrador. Por otra parte, se debe tomar también en cuenta los beneficios sociales.
- Maquinaria, equipo y herramientas: es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Seguidamente se presenta la metodología para determinar los costos de cada uno de los componentes del costo directo.

#### **4.4.- Materiales.**

Los materiales son los recursos que se utilizan en cada una de las actividades o ítems de la obra. Los materiales están determinados por las especificaciones técnicas, donde se define la calidad, cantidad, marca, procedencia, color, forma, o cualquier otra característica necesaria para su identificación.

##### **4.4.1.- Costo de los Materiales.**

El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el **puesto en obra**, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

##### **4.4.2.- Rendimiento de los Materiales.**

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen éstos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.

La cantidad de materiales se determina mediante un estudio analítico, en el cual se considera el **rendimiento del material** que es propio de cada uno de sus componentes, al cual se adiciona las pérdidas producidas por fracturas durante el transporte del material que imposibilita el empleo en la obra. Estas pérdidas son expresadas en un determinado porcentaje a lo que se llama el **rendimiento neto**, adicionando a éste da como resultado el **rendimiento total**. Es decir:

$$Rend\ total = Rend\ real + Rend\ neto$$

Sin embargo, hay que decir que el cálculo de estos rendimientos se hallan mediante exhaustivos estudios, pero en el caso de las licitaciones, en los pliegos de condiciones

se encuentran las especificaciones técnicas del proyecto, por lo tanto se tiene un parámetro de los rendimientos de los materiales que se deben utilizar en una determinada actividad.

#### **4.5.- Mano de Obra.**

La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

##### **4.5.1.- Costo de la Mano de Obra.**

Es otro de los factores determinantes en la preparación de los costos unitarios. Se compone de jornales y sueldos de peones, albañiles, mano de obra especializada y demás personal que afecta directamente a los diferentes ítems de la obra.

A pesar de la progresiva mecanización y el empleo cada vez mayor de elementos prefabricados, la mano de obra sigue aportando la mayor contribución en los trabajos de construcción.

Para la valoración del costo horario, debe tomarse en cuenta el salario básico, al cual debemos agregar las incidencias de los beneficios sociales.

##### **4.5.2.- Rendimiento de la Mano de Obra.**

El rendimiento de la mano de obra se puede definir como la cantidad de unidades iguales que un obrero puede hacer en un periodo fijo o alternativamente el tiempo que se requiere de un obrero para hacer una unidad de obra; dicho en forma resumida, el rendimiento es:

- La cantidad de obra hecha en la unidad de tiempo, o
- El tiempo necesario para hacer una unidad de obra.

Para hacer un análisis del rendimiento de la mano de obra, se debe tomar en cuenta el tiempo total de permanencia de un trabajador en una obra se aprovecha sólo parcialmente, pudiendo hacerse una subdivisión de su trabajo de la siguiente manera:

- **Trabajo productivo:** actividad que aporta directamente a la producción, por ejemplo: la colocación de encofrado, hormigonado, vibrado, etc.
- **Trabajo contributivo:** actividades de apoyo que deben ser realizadas para que el trabajo productivo se pueda hacer, por ejemplo: traslado del encofrado a su lugar, limpieza de superficies para el hormigonado, etc.
- **Trabajo no contributivo:** son todas las demás acciones que no se encuentran dentro las mencionadas anteriormente y que representan tiempos desaprovechados, por ejemplo: espera de materiales faltantes, conversación entre trabajadores, etc.

Por otra parte, el rendimiento de la mano de obra, varía de acuerdo a la experiencia del obrero, es decir, mientras más experimentado sea el obrero, los rendimientos serán más altos. Otro de los factores que influyen en el rendimiento de la mano de obra, es el sistema de trabajo al cual se realizará la obra; estos sistemas de trabajo son por contrato y por jornal.

#### **4.6.- Beneficios Sociales.**

Otro de los aspectos que se debe tomar en cuenta en el cálculo de la mano de obra es el de los **beneficios sociales**. Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

#### **4.7.- Herramientas.**

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es

calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo. Para el caso se tomará el **5% de la mano de obra** (Cámara Boliviana de la Construcción, Agosto 2002).

#### **4.8.- Costos indirectos.**

Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen: gastos generales, utilidades y los impuestos.

#### **4.9.- Gastos Generales.**

Son aquellos gastos no incluidos en los costos directos y son muy variables, dependiendo de aspectos como el lugar donde se debe realizar la obra. Así por ejemplo, las obras locales tienen gastos generales más bajos que los que están ubicados en el campo y también es obvio que una empresa constructora grande tiene gastos generales mayores que la de una pequeña.

También tiene influencia el tipo de garantía (boletas bancarias o pólizas de seguro). El monto de contratos anuales y la magnitud de la empresa constructora. Por otra parte, existen dentro de los gastos generales costos fijos que representan un porcentaje permanente del costo total de la mano de obra como son los aportes a entidades.

Depende entonces de cada empresa constructora determinar el porcentaje de gastos generales para cada una de sus obras.

#### **4.10.- Utilidad.**

Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).

Para fines de cálculo y en base a la Cámara Boliviana de la Construcción que toma como base el **10% del costo sub total**, que resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.

#### **4.11.- Impuestos.**

En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 13% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3% sobre el monto de la transacción del contrato de obra, pero el IT puede ser compensado con el importe pagado por el impuesto sobre las utilidades de las empresas (IUE) en la gestión anterior.

#### **4.12.- Presentación de un presupuesto.**

Una vez analizados todos los componentes o ítemes del presupuesto del proyecto, es necesario preparar el presupuesto definitivo, la forma de presentación de los presupuestos que se verá en este punto, es un ejemplo de cómo se realiza el presupuesto final.

Es por eso que los precios unitarios tienen una gran importancia en lo que se refiere al presupuesto de una obra, puesto que los precios unitarios tienen que estar de acuerdo a la realidad del proyecto, es decir, tiene que tener una racionalidad de precios en relación al proyecto.

A continuación se presenta en forma esquemática la metodología para integrar los ítems pertenecientes al presupuesto de un proyecto.

<b>PRESUPUESTO DEL PROYECTO</b>
Obra:
Empresa:
Fecha:

Ítem	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total

#### 4.13.- Presupuesto de obra.

- Es la predicción monetaria que representa realizar una actividad o tarea determinada.
- Cálculo aproximado del costo de una obra.
- Es la expresión en cifras monetarias del programa de trabajo previsto en un proyecto.
- Es el monto que se autoriza como apropiación para invertir en la materialización de un proyecto específico.

Presupuestar una obra, es establecer de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuántas unidades de cada componente se requieren (composición cuantitativa) para, finalmente, aplicar precios a cada uno y obtener su valor en un momento dado.

##### 4.13.1.- Análisis de maquinaria

Se realizó un análisis de maquinaria para la realización de terraplén, justificando de esta manera la elección de las mismas; los rendimientos calculados fueron producto de la utilización de coeficientes en condiciones promedio, los resultados son los siguientes:

Análisis de Maquinaria.						
<b>Volumen terraplén=</b>		3408,94	m <sup>3</sup>			
<b>Maquinaria</b>	<b>Rendimientos</b>		<b>Bs/hora</b>	<b>Horas</b>	<b>Bs</b>	
<b>Tractor</b>	55,44	<b>m<sup>3</sup>/hora</b>	312,5	61	19215,3	
<b>Compactador</b>	123,43	<b>m<sup>3</sup>/hora</b>	156,25	28	4315,4	

<b>Cisterna</b>	31,11	m <sup>3</sup> /hora	52,08	110	5706,8	
			<b>Total=</b>	110	29237,4	
				77,8	66,4	%
<b>Utilizando sólo tractor 200 Hp</b>						
<b>Tractor</b>	24,2	m <sup>3</sup> /hora	312,5	141	44020,4	
			<b>Total=</b>	141	44020,4	
				100	100	%

Se ahorra un 20% en tiempo.

Se ahorra un 30% en costo.

**4.13.2.- Presupuesto de acarreo de material de impermeabilización para diferentes distancias de acarreo.**

<b>Atajado 3000 m<sup>3</sup></b>					
<b>Distancia</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Volumen acarreo</b>	<b>Presupuesto</b>	<b>Tiempo</b>
<b>m</b>	<b>m<sup>3</sup>/hora</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Bs.</b>	<b>Días</b>
250	32,903	6,178	1077,8	6658,5	3
500	22,582	7,1	1077,8	7652,2	4
750	17,192	8,02	1077,8	8643,8	5
1000	13,876	8,94	1077,8	9635,4	6
1250	11,634	9,856	1077,8	10622,6	6
1500	10,016	10,769	1077,8	11606,6	7
1750	8,792	11,688	1077,8	12597,1	8
2000	7,836	12,608	1077,8	13588,7	9

Presupuesto excavación y transporte de material de banco.

<b>Atajado 3000 m<sup>3</sup></b>				
<b>Distancia</b>	<b>Volumen excavación</b>	<b>Volumen acarreo</b>	<b>Presupuesto</b>	<b>Tiempo</b>
<b>m</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Bs.</b>	<b>Días</b>
250	766,9	1077,8	10830,4	4
500	766,9	1077,8	11824,1	5
750	766,9	1077,8	12815,7	6
1000	766,9	1077,8	13807,2	7
1250	766,9	1077,8	14794,5	7
1500	766,9	1077,8	15778,5	8
1750	766,9	1077,8	16769,0	9
2000	766,9	1077,8	17760,5	10

**4.13.3.- Presupuesto de acarreo de material de impermeabilización para diferentes distancias de acarreo.**

<b>Atajado 2000 m<sup>3</sup></b>					
<b>Distancia</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Volumen acarreo</b>	<b>Presupuesto</b>	<b>Tiempo</b>
<b>m</b>	<b>m<sup>3</sup>/hora</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Bs.</b>	<b>Días</b>
250	32,903	6,178	767,9	4744,09	2
500	22,582	7,1	767,9	5452,09	3
750	17,192	8,02	767,9	6158,56	3
1000	13,876	8,94	767,9	6865,03	4
1250	11,634	9,856	767,9	7568,42	5
1500	10,016	10,769	767,9	8269,52	5
1750	8,792	11,688	767,9	8975,22	6
2000	7,836	12,608	767,9	9681,68	7

Presupuesto excavación y transporte de material de banco.

<b>Atajado 2000 m<sup>3</sup></b>				
<b>Distancia</b>	<b>Volumen excavación</b>	<b>Volumen acarreo</b>	<b>Presupuesto</b>	<b>Tiempo</b>
<b>m</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Bs.</b>	<b>Días</b>
250	546,5	767,9	7717,05	3
500	546,5	767,9	8425,05	4
750	546,5	767,9	9131,52	4
1000	546,5	767,9	9837,99	5
1250	546,5	767,9	10541,38	6
1500	546,5	767,9	11242,48	6
1750	546,5	767,9	11948,18	7
2000	546,5	767,9	12654,64	8

#### **4.13.4.- Presupuesto general (impermeabilización con arcilla).**

Atajado 3000 m<sup>3</sup>

<b>Proyecto: ATAJADO 1_ALTERNATIVA 1_</b>					
<b>Nº</b>	<b>Descripción</b>	<b>Und.</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unitario</b>	<b>Parcial (Bs)</b>
1	INSTALACIÓN DE FAENAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	6.474,39	6.474,39
2	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE LETREROS DE OBRAS	Pza.	1,00	423,10	423,10
3	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	1.177,80	1.177,80
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA EN TERRENO SEMIDURO	m <sup>3</sup>	4.320,35	7,78	33.599,36
5	PERFILADO Y COMPACTADO DEL TERRAPLÉN	m <sup>3</sup>	3.408,94	11,32	38.575,57
6	EXCAVACIÓN EN BANCO DE PRÉSTAMO	m <sup>3</sup>	766,89	6,76	5.181,88
7	ACARREO DE MATERIAL EXCAVADO	m <sup>3</sup>	1.077,78	6,25	6.736,13
8	IMPERMEABILIZACIÓN CON ARCILLA e=0.30 M	m <sup>3</sup>	690,89	4,40	3.038,53

9	EXCAVADO MANUAL 0-1.5M. TERRENO DURO	m <sup>3</sup>	388,25	3,19	1.237,35
10	SEDIMENTADOR DE H°C°	m <sup>3</sup>	7,71	1.132,57	8.732,13
11	CANAL DE INGRESO DE H°C°	m <sup>3</sup>	7,24	509,36	3.687,77
12	PROV./COLOC. TUBERÍA PVC D=3" (DESFOGUE)	Pza.	1,00	536,39	536,38
13	PROV./COLOC. DE FILTRO PVC C9 D=3"	Pza.	1,00	231,73	231,72
14	CÁMARA DE LLAVES H°C° INC. / ACCESORIOS	Pza.	1,00	1.106,87	1.106,87
15	CÁMARA DISIPADORA H°C°	Pza.	1,00	648,99	648,99
16	RELLENADO Y COMPACTADO CON TIERRA	m <sup>3</sup>	5,07	80,06	405,90
17	ALIVIADERO DE H°C°	m <sup>3</sup>	2,55	666,86	1.700,49
18	CERCO PERIMETRAL	Glb.	1,00	6.204,71	6.204,70
	<b>Total presupuesto:</b>				<b>119.699,06</b>
Son: Ciento Diecinueve Mil Seiscientos Noventa y Nueve con 06/100 Bolivianos					

Atajado 2000 m<sup>3</sup>

Proyecto: ATAJADO 2_ALTERNATIVA 1_					
N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	6.474,39	6.474,39
2	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE LETREROS DE OBRAS	Pza.	1,00	423,10	423,10
3	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	1.177,80	1.177,80
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA EN TERRENO SEMIDURO	m <sup>3</sup>	4.083,20	7,78	31.755,05
5	PERFILADO Y COMPACTADO DEL TERRAPLÉN	m <sup>3</sup>	160,17	11,32	1.812,48
6	EXCAVACIÓN EN BANCO DE PRÉSTAMO	m <sup>3</sup>	546,50	6,76	3.692,70
7	ACARREO DE MATERIAL EXCAVADO	m <sup>3</sup>	767,90	6,25	4.799,38

8	IMPERMEABILIZACIÓN CON ARCILLA e=0.30 M	m <sup>3</sup>	492,30	4,40	2.165,14
9	EXCAVADO MANUAL 0-1.5M. TERRENO DURO	m <sup>3</sup>	127,15	3,19	405,23
10	SEDIMENTADOR DE H°C°	m <sup>3</sup>	4,76	1.132,57	5.391,04
11	CANAL DE INGRESO DE H°C°	m <sup>3</sup>	7,42	509,36	3.779,46
12	PROV./COLOC. TUBERÍA PVC D=3" (DESFOGUE)	Pza.	1,00	536,39	536,38
13	PROV./COLOC. DE FILTRO PVC C9 D=3"	Pza.	1,00	231,73	231,72
14	CÁMARA DE LLAVES H°C° INC. / ACCESORIOS	Pza.	1,00	1.106,87	1.106,87
15	CÁMARA DISIPADORA H°C°	Pza.	1,00	648,99	648,99
16	RELLENADO Y COMPACTADO CON TIERRA	m <sup>3</sup>	5,07	80,06	405,90
17	ALIVIADERO DE H°C°	m <sup>3</sup>	2,74	666,86	1.827,19
18	CERCO PERIMETRAL	Glb.	1,00	3.669,08	3.669,08
	<b>Total presupuesto:</b>				<b>70.301,90</b>
	Son: Setenta Mil Trescientos Uno con 90/100 Bolivianos				

#### 4.13.5.- Presupuesto general (impermeabilización con geo membrana).

Atajado 3000 m<sup>3</sup>

Proyecto: ATAJADO 1_ALTERNATIVA 2_					
N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	6.474,39	6.474,39
2	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE LETREROS DE OBRAS	Pza.	1,00	423,10	423,10
3	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	1.177,80	1.177,80
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA EN TERRENO SEMIDURO	m <sup>3</sup>	4.320,35	7,78	33.599,36
5	PERFILADO Y COMPACTADO DEL TERRAPLÉN	m <sup>3</sup>	3.408,94	11,32	38.575,57

6	IMPERMEABILIZACIÓN CON ARCILLA e=0.05 M	m <sup>3</sup>	115,15	4,40	506,43
7	EXCAVADO MANUAL 0-1.5M. TERRENO DURO	m <sup>3</sup>	375,00	3,19	1.195,13
8	SEDIMENTADOR DE H°C°	m <sup>3</sup>	7,71	1.132,57	8.732,13
9	PROV./COLOC. TUBERÍA PVC D=3" (DESFOGUE)	Pza.	1,00	536,39	536,38
10	PROV./COLOC. DE FILTRO PVC C9 D=3"	Pza.	1,00	231,73	231,72
11	CÁMARA DE LLAVES H°C° INC. / ACCESORIOS	Pza.	1,00	1.106,87	1.106,87
12	CÁMARA DISIPADORA H°C°	Pza.	1,00	648,99	648,99
13	RELLENADO Y COMPACTADO CON TIERRA	m <sup>3</sup>	5,07	80,06	405,90
14	ALIVIADERO DE H°C°	m <sup>3</sup>	2,55	666,86	1.700,49
15	CERCO PERIMETRAL	Glb.	1,00	5.876,17	5.876,17
16	PROVISIÓN DE GEOMEMBRANAS HDPE 1MM	m <sup>2</sup>	2.850,00	31,00	88.355,70
17	REVESTIMIENTO DE TUBERÍA DE 3" (BOTA)	Pza.	1,00	199,99	199,99
18	INSTALACIÓN DE GEOMEMBRANAS HDPE 1MM	m <sup>2</sup>	2.850,00	3,91	11.152,05
19	MOVIL. Y DESMOVIL. DEL PERSONAL Y EQUIPO	Glb.	1,00	3.800,00	3.799,99
20	ANCLAJE A HORMIGÓN	m	1,00	58,00	57,99
21	SOLDADURA DE EXTRUCCIÓN	m	16,00	78,01	1.248,08
	<b>Total presupuesto:</b>				<b>206.004,23</b>
Son: Doscientos Seis Mil Cuatro con 23/100 Bolivianos					

Atajado 2000 m<sup>3</sup>

Proyecto: ATAJADO 2_ALTERNATIVA 2_					
N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	6.474,39	6.474,39

2	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE LETREROS DE OBRAS	Pza.	1,00	423,10	423,10
3	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRAS PARA ATAJADOS	Glb.	1,00	1.177,80	1.177,80
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA EN TERRENO SEMIDURO	m <sup>3</sup>	4.083,70	7,78	31.758,93
5	PERFILADO Y COMPACTADO DEL TERRAPLÉN	m <sup>3</sup>	160,70	11,32	1.818,48
6	IMPERMEABILIZACIÓN CON ARCILLA e=0.05 M	m <sup>3</sup>	82,00	4,40	360,64
7	EXCAVADO MANUAL 0-1.5M. TERRENO DURO	m <sup>3</sup>	126,50	3,19	403,16
8	SEDIMENTADOR DE H°C°	m <sup>3</sup>	4,76	1.132,57	5.391,04
9	PROV./COLOC. TUBERÍA PVC D=3" (DESFOGUE)	Pza.	1,00	536,39	536,38
10	PROV./COLOC. DE FILTRO PVC C9 D=3"	Pza.	1,00	231,73	231,72
11	CÁMARA DE LLAVES H°C° INC. / ACCESORIOS	Pza.	1,00	1.106,87	1.106,87
12	CÁMARA DISIPADORA H°C°	Pza..	1,00	648,99	648,99
13	RELLENADO Y COMPACTADO CON TIERRA	m <sup>3</sup>	5,07	80,06	405,90
14	ALIVIADERO DE H°C°	m <sup>3</sup>	2,55	666,86	1.700,49
15	CERCO PERIMETRAL	Glb.	1,00	5.876,17	5.876,17
16	PROVISIÓN DE GEOMEMBRANAS HDPE 1MM	m <sup>2</sup>	2.020,30	31,00	62.633,34
17	REVESTIMIENTO DE TUBERÍA DE 3" (BOTA)	Pza.	1,00	199,99	199,99
18	INSTALACIÓN DE GEOMEMBRANAS HDPE 1MM	m <sup>2</sup>	2.020,30	3,91	7.905,43
19	MOVIL. Y DESMOVIL. DEL PERSONAL Y EQUIPO	Glb.	1,00	3.800,00	3.799,99
20	ANCLAJE A HORMIGÓN	m	1,00	58,00	57,99
21	SOLDADURA DE EXTRUCCIÓN	m	16,00	78,01	1.248,08
	<b>Total presupuesto:</b>				<b>134.158,88</b>
	Son: Ciento Treinta y Cuatro Mil Ciento Cincuenta y Ocho con 88/100 Bolivianos				

## **CAPÍTULO V**

### **ORGANIZACIÓN DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.**

#### **5.-Organización de operación y mantenimiento.**

La gestión campesina de los sistemas de riego, implica una interacción estrecha entre los actores sociales involucrados en el proyecto y la realización de una serie de actividades tendientes a lograr un eficiente funcionamiento de la infraestructura, ya sea de riego o el funcionamiento del atajado, para llegar con el agua hasta las parcelas cultivadas, en momento oportuno y en la cantidad adecuada para el normal desarrollo de los cultivos y por otro lado prolongar la vida útil de la obra.

Una vez concluida la construcción de las obras de los atajados, será de mucha importancia la gestión eficiente del atajado, para lograr este objetivo se tomará como base los actuales acuerdos, usos y costumbres en cuanto a la administración, operación y mantenimiento del presente proyecto.

#### **5.1.- Organización.**

La organización de los usuarios es uno de los componentes más importantes en la gestión del sistema de riego con atajados. En este sentido con la premisa de mejorar la administración del sistema en cuanto a la distribución del agua y realizar un adecuado mantenimiento de la infraestructura, se propone el fortalecimiento del comité de riego de la comunidad, estableciendo bajo su responsabilidad el manejo responsable de los atajados realizados en la comunidad.

La directiva del comité de riego deberá seguir de cerca la realización del proyecto asignando a personas de la comunidad, como representantes de los usuarios o bien a los mismos usuarios para la realización de un seguimiento durante la construcción de obras y debe consolidarse a través del fortalecimiento con las actividades del servicio de capacitación durante la implementación del proyecto.

Con la finalidad de lograr una gestión eficiente, la estructura organizativa del manejo de las obras, estará constituida por la asamblea de usuarios y el comité de riego de la comunidad, los cuales serán responsables de la infraestructura.

### **5.2.- Operación propuesta.**

La operación de los atajados, será condicionada por el agua que pueda captar a través de los canales, su funcionamiento se basará en el uso y costumbres actuales en cuanto a distribución y aplicación del agua de riego.

La operación del sistema se realizará de manera permanente mientras se tenga agua y su uso deberá ser igualitario y racional, el juez de agua será el responsable de la distribución del agua para riego de acuerdo a los turnos establecidos considerando los derechos de cada usuario.

La asignación y distribución del agua de riego, se realizará por turnos establecidos de acuerdo a la superficie cultivada, de cada usuario del riego y el derecho adquirido a través del trabajo y/o aportes realizados durante la construcción del proyecto.

La distribución del agua seguirá un orden de turnos que va en circuito de principio a fin o viceversa así sucesivamente dan vuelta los ciclos de riego, de esta manera se optimiza el uso de agua.

Para conservar la eficiencia en la distribución del agua, deberán ejecutarse actividades de mantenimiento del sistema, tales como: limpiezas periódicas de las obras y canales, se puede considerar a partir del tercer año, incrementándose el costo y el trabajo en los siguientes años, en relación con el deterioro en el transcurso del tiempo.

La vida útil en función al número de limpiezas que se realizara en un mes es:

**Tabla 5.1**  
**MANTENIMIENTO EN UN AÑO**

Nº Limpiezas	Sedimentos		Tiempo	Total anual	Vida útil
	Atajado m <sup>3</sup>	Mantenimiento m <sup>3</sup>	Limpieza Años		
1	354.36	96	1	450.36	3.45
2	354.36	192	1	546.36	4.18
3	354.36	288	1	642.36	4.92
4	354.36	384	1	738.36	5.66

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 5.2**  
**MANTENIMIENTO EN DOS AÑOS**

Nº Limpiezas	Sedimentos		Tiempo	Total anual	Vida útil
	Atajado m <sup>3</sup>	Mantenimiento m <sup>3</sup>	Limpieza Años		
1	354.36	96	2	546.36	4.18
2	354.36	192	2	738.36	5.66
3	354.36	288	2	930.36	7.13
4	354.36	384	2	1122.36	8.60

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 5.3**  
**MANTENIMIENTO EN TRES AÑOS**

Nº Limpiezas	Sedimentos		Tiempo	Total anual	Vida útil
	Atajado m <sup>3</sup>	Mantenimiento m <sup>3</sup>	Limpieza Años		
1	354.36	96	3	642.36	4.92
2	354.36	192	3	930.36	7.13
3	354.36	288	3	1218.36	9.33
4	354.36	384	3	1506.36	11.54

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 5.4**  
**MANTENIMIENTO EN CUATRO AÑOS**

N° Limpiezas	Sedimentos		Tiempo	Total anual	Vida útil
	Atajado m <sup>3</sup>	Mantenimiento m <sup>3</sup>	Limpieza Años		
1	354.36	96	4	738.36	5.66
2	354.36	192	4	1122.36	8.60
3	354.36	288	4	1506.36	11.54
4	354.36	384	4	1890.36	14.48

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 5.5**  
**MANTENIMIENTO EN CINCO AÑOS**

N° Limpiezas	Sedimentos		Tiempo	Total anual	Vida útil
	Atajado m <sup>3</sup>	Mantenimiento m <sup>3</sup>	Limpieza Años		
1	354.36	96	5	834.36	6.39
2	354.36	192	5	1314.36	10.07
3	354.36	288	5	1794.36	13.74
4	354.36	384	5	2274.36	17.42

**Fuente:** Elaboración propia.

### **5.3.- Mantenimiento.**

El mantenimiento de un sistema de riego consiste en realizar ciertos trabajos para que el sistema funcione de manera eficiente y cumpla su objetivo de captar agua proveniente de las lluvias estacionales, y llevar agua a las parcelas de cultivo de los usuarios del riego.

El mantenimiento de los componentes del proyecto será responsabilidad de todos los usuarios del sistema y tomará como base las reglas y acuerdos que tienen los usuarios. Sin embargo, durante la capacitación, será necesario elaborar un plan de mantenimiento de tal manera que el sistema funcione permanentemente y de esta manera maximizar la vida útil de la infraestructura.

Para elaborar el plan se deben tomar en cuenta las siguientes actividades:

Necesariamente se deben realizar recorridos de inspección y evaluación de los canales de captación principal al igual que las otras obras del sistema (desarenador, toma, etc.).

En el plan se debe contemplar el mantenimiento rutinario y preventivo.

También se debe contemplar el presupuesto y cronograma de los trabajos.

Organizar la ejecución de los trabajos y controlar la ejecución de los mismos.

Terminado el mantenimiento se debe realizar otro recorrido del canal para verificar el cumplimiento del plan, antes de la operación del sistema.

En un principio el atajado no debe llenarse en su totalidad esto debido a que debe consolidarse el terraplén realizado, esto por precaución.

La participación comunitaria, cada vez mayor, en mano de obra y en efectivo, expresa un compromiso, expresa un compromiso adquirido por la población, durante la etapa de priorización y selección de obras, referido fundamentalmente al cuidado y mantenimiento de las mismas.

Estabilidad institucional de la entidad responsable de la fase de operación del proyecto.

La entidad directamente encargada en el apoyo y asesoramiento en la fase de la organización, administración, operación y mantenimiento de los sistemas en el área rural son la gobernación del departamento de Tarija a través de la institución PERTT, en coordinación con cada una de las comunidades y comités de riego.

Programa ejecutivo de rehabilitación de tierras PERTT.

Como institución gestora del proyecto y de asesoramiento técnico durante la administración, operación y mantenimiento del sistema, tiene garantizada su estabilidad institucional, la misma que está amparada en la constitución política del estado.

### Organización comunal

Como beneficiarios del proyecto, los usuarios del sistema, se han organizado en un comité de riego, en primera instancia para gestionar la inversión y ejecución de las obras del proyecto y luego para realizar la gestión (organización, operación y mantenimiento) del proyecto.

### Comité de riego

La comunidad representada por las OTBs como máxima autoridad con personería jurídica, avala todas las actividades de los comités (ley 1551 de la participación popular), en este caso el comité de riego estará formado por: un presidente, un secretario (de actas y tesorero), juez de aguas y un vocal.

### Manual de funciones y reglamentos de operación del proyecto

Es un documento particular de cada sistema de riego, será elaborado en forma conjunta con los usuarios, según los acuerdos establecidos entre ellos mismos acerca de la operación del sistema, la distribución del agua (turnos de riego) y las actividades referidas al mantenimiento de la infraestructura.

Los documentos mencionados constituirán el producto final del proceso de acompañamiento y será entregado a la comunidad beneficiaria juntamente con la conclusión de las obras del sistema de riego mejorado.

Las funciones y responsabilidades de cada miembro de la directiva son las siguientes:

#### Presidente

Es el representante del comité de riego ante cualquier instancia legal, es el nexo ante las instituciones financieras y de asesoramiento técnico que trabaja en la zona, dirige las reuniones de la directiva del comité y la asamblea general de usuarios.

#### Secretario de actas y tesorero

Es la persona encargada de llevar control del libro de actas y toda la documentación de la organización del riego, es responsable de escribir las actas de todas las

reuniones de los usuarios, además es el responsable del manejo económico de la organización.

#### Juez de agua

Es el encargado de hacer cumplir ante cualquier instancia los acuerdos y reglamentos entre los usuarios del sistema de riego, entre sus principales funciones podemos mencionar los siguientes:

Controlar el cumplimiento de la operación del sistema.

Realizar el recorrido del sistema para ver las necesidades de mantenimiento.

Controlar la asistencia de acuerdo a la lista, para los trabajos de mantenimiento.

En coordinación con la directiva, es el encargado de hacer cumplir las sanciones cuando los usuarios no cumplen con sus obligaciones.

Medir y solucionar los conflictos de distribución del agua de riego entre usuarios.

#### Vocal

Es la persona encargada de todos los comunicados, avisos y notificaciones que pudiera impartir la directiva del comité, otra de las funciones es suplir a cualquier miembro de la directiva en caso de ausencia de los mismos y la colaboración directa del juez de agua en el control de operación y mantenimiento de la infraestructura.

## CAPÍTULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1.- Conclusiones.

- ✓ Una vez finalizado este trabajo y cumpliendo con los objetivos que se plantearon inicialmente, se acepta que la realización de atajados para la cosecha de agua de lluvia, es una alternativa importante de provisión de agua para la población que vive en zonas altas.
- ✓ Después de haber recogido y procesado información de campo, se verificó que la ubicación del proyecto y el emprendimiento a su realización debe contar con el apoyo de los comunarios de la zona, para lograr un trabajo en conjunto y lograr conformidad entre ambas partes (proyectista-comunarios).
- ✓ El costo más representativo e importante de la realización de atajados es el movimiento de tierras y el perfilado-conformado del terraplén, por su importancia se debe realizar un análisis minucioso para la elección de equipo adecuado en su ejecución.
- ✓ La realización del movimiento de tierras y conformado del terraplén del atajado se optimiza en gran medida a través de la utilización de un programa informático como ser el Auto Cad Civil 3D, puesto que introducimos información recogida directamente del campo, digitalizando las características del terreno lo más cercano a la realidad; sobre este realiza el corte de terreno y el conformado del terraplén, dándonos valores más precisos en cuanto a los volúmenes de movimiento de tierras (Disminuyendo el error en el proceso de cuantificación de materiales, desplazándolo al levantamiento topográfico).
- ✓ El uso de agua de los atajados, en base a su diseño se caracteriza de la siguiente manera:

<b>Riego</b>	22,0	%
<b>Filtración</b>	17,3	%

<b>Evaporación</b>	60,7	%
<b>Total</b>	100,0	%

- ✓ La utilización de geo membrana en los atajados solo disminuyen un 17.3% de volumen de agua del total de la capacidad del atajado, lo cual demuestra que no es una alternativa viable desde el punto de vista económico, pero es una solución al problema de pérdidas de agua por filtración.
- ✓ La impermeabilización con geo membrana aumenta un 38.46% de riego óptimo en un atajado, lo cual se debe analizar en cuanto a la viabilidad económica.
- ✓ La utilización de arcilla para la impermeabilización de los atajados representa la mejor opción para la estructura misma, debido a que esta no se tiene una vida útil definida como la geo membrana y es la que tiene un menor costo (1 atajado con geo membrana=2 atajados con arcilla; valores definidos en cuanto a costo).
- ✓ Los atajados son estructuras de almacenamiento de agua, con un propósito integral de manejo de cuencas, debido a que este indirectamente ayuda a mejorar el entorno donde está emplazado (revegetación, alimenta los bolsones de agua, mejora las propiedades del terreno, etc.).
- ✓ El método planteado por la GTZ es un método en cual se maneja una pendiente representativa del terreno, cuyo valor es muy complicado cuantificarlo, pues en el terreno natural no existe una pendiente uniforme, es irregular.
- ✓ Los sedimentos son los que limitan la vida útil del atajado, para evitar esto no se debe emplazarlo en cauce de una quebrada, porque es muy complicado controlar el arrastre de sedimentos en las quebradas.

## 6.2.- Recomendaciones.

- ✓ A partir de este proyecto se recomienda realizar un buen levantamiento topográfico para que sea más exacta la cuantificación de volúmenes de material.
- ✓ Con relación a la ubicación del área de emplazamiento se recomienda considerar los criterios técnicos básicos y fundamentalmente analizar el tipo de suelo del área seleccionada (textura y composición), pendientes, lugar de emplazamiento, etc.
- ✓ La impermeabilización de los atajados se los debe analizar en función del costo de realización y la realización del mismo; porque hay lugares en los cuales es difícil llevar maquinaria y necesariamente por ello se puede utilizar geo membrana o geo textil.
- ✓ El atajado es una infraestructura que requiere de un manejo adecuado en la fase de consolidación ya que los terraplenes de esta infraestructura durante los dos primeros años son susceptibles a efectos de tubificación y posible colapso posterior.
- ✓ Para el diseño de atajados, es inevitable la utilización de factores que dependen del tipo de suelo, clima, tipo de cultivo, etc. Los mismos deben adaptarse a parámetros, según la región en la cual se pretenda trabajar.