

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS FUNCIONAL Y ECONÓMICO DE LA CAPTACIÓN
DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA
BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO
TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA - HUARAZ.**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Hidráulica

AUTORES: Bach. PEREDA MEDINA, César Steve

Bach. QUINTANA AGUILAR, Giancarlo Luis

ASESOR: M.Sc. Ing. Ricardo Narváez Aranda

TRUJILLO – PERÚ

2016

Nº de Registro: _____

APROBACIÓN DEL ASESOR

JURADO DICTAMINADOR

Tesis: “Análisis Funcional y Económico de la Captación de Agua de la Quebrada Maku Mediante una Bocatoma de Barraje Mixto y Bocatoma Tipo Tirolesa en el Distrito de Pira - Huaraz”.

Por: Br. César Steve Pereda Medina.
Br. Giancarlo Luis Quintana Aguilar.

Presidente:

Ing. Juan Paul Edward Henríquez Ulloa
CIP. 118101

Secretario:

Ing. Manuel Alberto Vertiz Malabrigo
CIP. 71188

Vocal:

Ing. Tito Alfredo Burgos Sarmiento
CIP. 82596

Asesor:

M.Sc. Ing. Ricardo Narváez Aranda.
CIP. 58776

PRESENTACIÓN

Señores Miembro del Jurado

De conformidad y en cumplimiento con las disposiciones estipuladas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, ponemos a vuestra consideración el presente trabajo de investigación titulado **“ANÁLISIS FUNCIONAL Y ECONÓMICO DE LA CAPTACIÓN DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA - HUARAZ”**, cuyo contenido representa el desarrollo de tesis, a fin de obtener el título de Profesional de Ingeniero Civil.

El desarrollo del presente trabajo ha sido desarrollado tomando como marco de referencia los lineamientos establecidos en el Curso de Titulación, así como los conocimientos adquiridos durante nuestra formación profesional, lecturas bibliográficas, consultas virtuales y consultas realizadas a expertos profesionales de la materia.

Es oportuno expresar nuestros más sinceros agradecimientos a ustedes miembros del jurado y a todos los docentes que de alguna u otra manera han contribuido con sus conocimientos en el enriquecimiento del presente trabajo que estamos presentando.

Atentamente.

Los Autores

DEDICATORIA

Dedico esta tesis al esfuerzo y perseverancia que me han enseñado mis seres queridos, a mi madre por el coraje, a mi padre que me brindó sus conocimientos para poder estar preparado para el exterior y a mi hermano que siempre me apoyó y estuvo conmigo cuando lo necesitaba.

Bach. César Steve Pereda Medina.

Dedico esta tesis con mucho cariño principalmente a mis padres por brindarme una carrera profesional para mi futuro y por creer en mí, y a la vez, a mi amada esposa que con su apoyo y ánimo me insta a alcanzar nuevas metas profesionales y personales.

Bach. Giancarlo Luis Quintana Aguilar.

AGRADECIMIENTO

- *No me hubiera embarcado en esta aventura de la tesis de no haber sido por el apoyo y paciencia de mi familia, a ellos mi agradecimiento eterno.*
- *Agradecer al Ing. Ricardo Narváez Aranda por su tiempo, su asesoramiento y las correcciones que nos hizo; para poder culminar con nuestra tesis.*

ÍNDICE DEL CONTENIDO

APROBACIÓN DEL ASESOR	I
JURADO DICTAMINADOR	II
PRESENTACIÓN.....	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO.....	2
ÍNDICE DEL CONTENIDO.....	3
RESUMEN	8
CAPÍTULO I:	10
INTRODUCCIÓN	10
1.1. Generalidades	11
1.2. Planteamiento del Problema	12
1.3. Antecedentes	16
1.4. Formulación del problema	17
1.5. Objetivos del Estudio	17
1.5.1. Objetivo General	17
1.5.2. Objetivos Específico	18
1.6. Justificación del Estudio	18
1.6.1. Justificación Académica	18
1.6.2. Justificación Técnica	19
1.6.3. Justificación Social	19
1.7. Hipótesis	19
1.7.1. General	19
1.7.2 Variables y definición operacional.....	20
1.7.3 Operacionalización de las variables	20
1.....	20
1.8. MATERIAL Y PROCEDIMIENTOS.....	21
1.8.1 Población.....	21
1.8.2 Muestra	21
1.8.3 Unidad de Análisis.....	21
1.8.4 Metodología	21

1.8.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	22
CAPÍTULO II:	23
MARCO TEÓRICO	23
2.1. Antecedentes de la Investigación	24
2.1.1. Estudio de factibilidad:	24
2.2. BOCATOMA	26
2.2.1. BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO	26
2.2.2. BOCATOMA TIPO TIROLESA	26
2.2.3. Fundamentación teórica de la investigación relacionado a las bocatomas de estudio y costos	31
2.2.4. Captación	32
2.2.4.1. Obras de Captación de Aguas Superficiales	33
2.2.4.2. Obras de Captación de Aguas Subterráneas	33
2.2.5. Conducción	34
2.2.6. Distribución	35
2.2.7. Costos y presupuesto	36
2.3. Definición de términos básicos	37
CAPITULO III:	39
DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL Y TOMA LATERAL	39
3.1. DISEÑO DEL CANAL	40
3.1.1. CONSIDERACIONES ESPECIALES	40
3.1.2. CANALES DE RIEGO POR SU FUNCION	40
3.1.3. CRITERIOS Y CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	41
3.1.4. CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS	41
3.1.5. CARACTERISTICAS DEL SUELO	42
Tabla 3.1: Clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad	42
Tabla 3.2: Ángulos de fricción para suelos	43
3.1.6. SECCION HIDRAULICA DE MAXIMA EFICIENCIA	43
3.1.7. SECCION HIDRAULICA DE MINIMA INFILTRACION:	44
Tabla 3.3 Relación Plantilla vs. Tirante para máximas eficiencias hidráulicas y mínima infiltración	44
Tabla 3.4: Valor de constante C para formula del Bureau of Reclamation	45
3.1.8. DISEÑO DE LA SECCION HIDRAULICA:	45

3.1.9. RUGOSIDAD	47
Tabla 3.5: Valores del coeficiente de rugosidad (n) dados por Horton para ser usados en la fórmula de Kutter y Manning	47
3.1.10. TALUD	48
Tabla 3.6: Taludes en canales según el tipo de suelo. Talud Z: 1 (Horizontal: Vertical)	48
3.1.11. VELOCIDAD	48
Tabla 3.7: Velocidades máximas en concreto en función de su resistencia	49
Tabla 3.8: Velocidades máximas permisibles en función de las características del suelo.....	49
3.1.12. BORDO LIBRE	50
Tabla 3.9: Bordo libre en libre en función del ancho de solera.....	50
Tabla 3.10: Bordo libre en libre en función del ancho de solera.....	50
3.1.13. JUNTAS	51
3.1.14. CRITERIOS ESPECIFICOS DE DISEÑO	52
3.1.15. DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL LA RAMADA	55
3.2. TOMA LATERAL	60
3.2.1. PERDIDAS DE UNA TOMA EN UN SUB CANAL	60
3.2.2. PÉRDIDA POR DERIVACION	60
Tabla 3.11: Coeficiente para determinar pérdidas por derivación ($\theta = 90^\circ$)	61
3.2.3. PERDIDAS POR BORDE DE ENTRADA	61
3.2.4. PÉRDIDA POR COMPUERTA	62
Tabla 3.12: Valores de Coeficiente de Contracción Según la relación a/Y1	63
3.3. DISEÑO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO LATERAL	65
3.4. DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR	66
3.4.1. GENERALIDADES	66
3.4.2. SEDIMENTACIÓN DE LOS SÓLIDOS	67
3.4.3. EVACUACIÓN DE LOS SÓLIDOS	67
3.4.4. ECUACIONES BÁSICAS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO	68
CAPÍTULO IV:	73
RESULTADOS	73
CAPÍTULO V:	102
CONCLUSIONES	102

CAPÍTULO VI:	107
RECOMENDACIONES	107
CAPÍTULO VII:	109
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109
CAPÍTULO VIII:.....	111
ANEXOS.....	111

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3.1: Clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad	42
Tabla 3.2: Ángulos de fricción para suelos	43
Tabla 3.3 Relación Plantilla vs. Tirante para máximas eficiencias hidráulicas y mínima infiltración	44
Tabla 3.4: Valor de constante C para fórmula del Bureau of Reclamation	45
Tabla 3.5: Valores del coeficiente de rugosidad (n) dados por Horton para ser usados en la fórmula de Kutter y Manning	47
Tabla 3.6: Taludes en canales según el tipo de suelo. Talud Z: 1 (Horizontal: Vertical)..	48
Tabla 3.7: Velocidades máximas en concreto en función de su resistencia	49
Tabla 3.8: Velocidades máximas permisibles en función de las características del suelo.	49
Tabla 3.9: Bordo libre en libre en función del ancho de solera	50
Tabla 3.10: Bordo libre en libre en función del ancho de solera	50
Tabla 3.11: Coeficiente para determinar pérdidas por derivación ($\theta = 90^\circ$).....	61
Tabla 3.12: Valores de Coeficiente de Contracción Según la relación a/Y1	63

RESUMEN

La presente Tesis, **“ANALISIS FUNCIONAL Y ECONOMICO DE LA CAPTACION DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA - HUARAZ”**; tiene como finalidad realizar un análisis funcional y económico de dos tipos de bocatomas que tendrán la misma función pero con diferentes aspectos de diseño y construcción.

La infraestructura se diseñará para irrigar a 203 has. Y beneficiara a 415 beneficiarios directos en el total del proyecto y de 122 beneficiarios dedicadas a la agricultura solamente en periodo de lluvias, como actividad económica principal.

.Las bocatomas se diseñarán teniendo en cuenta la norma Americana vigente **“USBR”**.

ABSTRACT

The present thesis, "**FUNCTIONAL AND ECONOMIC ANALYSIS OF THE WATER CAPTURE OF THE MAKU BROKEN THROUGH A JOINT BARREL BOCATOMA AND TIROLESA TYPE BOCATOMA IN THE PIRA - HUARAZ DISTRICT**"; Has as a purpose to perform a functional and economic analysis of two types of mouthpieces that will have the same function but with different aspects of design and construction.

The infrastructure will be designed to irrigate 203 ha. And it will benefit 415 direct beneficiaries in the total project and 122 beneficiaries dedicated to agriculture only in the rainy season, as main economic activity.

. The bocatomas will be designed taking into account the current American standard "USBR".

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

El presente trabajo de investigación bibliográfica tiene como objetivo analizar la comparación de dos alternativas existentes del diseño de la Bocatoma de barraje mixto y Bocatoma Tipo Tirolesa que tendrán la misma función, pero con diferentes aspectos de diseño y construcción.

Las alternativas presentadas son propuestas, estos análisis que se realizan a estas dos alternativas demuestran las ventajas y desventajas de cada diseño con el fin de analizar y llegar a la conclusión cual es la más adecuada en funcionabilidad y economía para el diseño de la Bocatoma de barraje mixto y Bocatoma Tipo Tirolesa.

Los grandes proyectos de irrigación, conformado por una serie de obras hidráulicas: desde pequeñas tomas, canales, bocatomas, presas de tierra, etc. hasta las grandes presas de embalse, forman parte de un gran proyecto nacional que se está dando y ejecutando en nuestro país, con el propósito de dar un gran impulso a nuestra agricultura ya que ésta es una base económica fundamental para el desarrollo de nuestro país.

Según estadísticas, la agricultura proporciona empleo aproximadamente al 37% de la población, además que el Perú cuenta con un área irrigable de 11 millones de Has, de las cuales 3 millones de Has se encuentran bajo riego y 2 millones de Has al secano; lo cual implica que la utilización en su mayor parte de las aguas de lluvia, lo cual limita la producción de cultivos a una cosecha por año, por esto más del 50% carecen de una infraestructura de riego adecuado.

Según la topografía de nuestro territorio, las mejores tierras aptas para el riego se encuentran en la Costa; pero sin embargo el recurso agua es demasiado escasa, lo cual se refleja en muchos pueblos siendo el principal problema que afrontar es el abastecimiento de agua, ya sea para el consumo humano como para el agropecuario. Otro de los problemas que se tiene que afrontar son los

desastres naturales, como es el caso del “Fenómeno del Niño”, el cual convierte los pequeños ríos en grandes, tormentosos y destructores, no sólo causando daños a los centros de cultivo, poblaciones, sino también a las mismas obras hidráulicas que se encuentran en los lechos de los ríos, lo que ha traído un malestar en los agricultores porque se ven afectados directamente, ya que han tenido que regresar a los sistemas tradicionales de tomas rústicas para captar nuevamente el agua e irrigar sus tierras.

El diseño que se plantea trata de mantener la funcionalidad y seguridad. Analizando sus probables efectos y la manera de cómo minimizar sus potenciales riesgos, tomando en cuenta las fallas de diseño de obras anteriores, optimizándola de manera que futuros eventos no dañe su estabilidad, teniendo en cuenta que ninguna estructura de riego que se instala en el cauce de los ríos, sea absolutamente exenta de riesgos.

La elaboración de este proyecto contempla la realización de los cálculos hidráulicos para determinar las dimensiones de la bocatoma y obras complementarias del sistema de riego de la comunidad Campesina de Shinan.

1.2. Planteamiento del Problema

Según la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), ubica al Perú a nivel mundial en el puesto 17, en relación con la cantidad de agua disponible por persona y el Banco Mundial en el puesto 14 en acceso al agua a nivel de América Latina.

Según datos del Ministerio del Ambiente el Perú (MINAM) cuenta con 106 cuencas hidrográficas por las que escurren 2 046 287 millones de metros cúbicos al año (MMC). Así mismo, cuenta con 12,200 lagunas en la sierra y más de 1,007 ríos.

Según, Sybila Tabra, SERVINDI (2013), en el 2011, el 76,2% de los hogares se abastecían de agua para consumo humano proveniente del sistema de conexión a red pública y pilón de uso público. Sin embargo, aún existe un

23,8% de hogares que consumen agua proveniente de camión cisterna, pozo, agua de río u otra modalidad.

De acuerdo con el área de residencia y región natural, los hogares de Lima Metropolitana (93,2%), del área urbana (90,3%) y de la costa (89,4 %) son los que acceden en mayor medida al agua proveniente por red pública.

En cambio, los hogares del área rural (38,6 %) y de la selva (55 %) presentan los menores porcentajes de acceso al agua proveniente por red pública. Actualmente el Pueblo Maku, Distrito de Pira - Huaraz, se ha determinado que la población posee un deficiente servicio de agua. Esta situación se ve incrementada y agravada en épocas de verano, por el aumento en la demanda lo cual no abastecen totalmente a la población. Por lo que la población se ve en necesidad de requerir la construcción de un nuevo dimensionamiento del sistema de agua para su distribución a todas las viviendas.

Según la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS) exigió al Gobierno Regional de Ancash, así como a las autoridades involucradas, acelerar los trabajos de rehabilitación para el abastecimiento de agua potable en la ciudad de Huaraz.

En la visita a los lugares, se realizó la inspección de algunas viviendas que cuentan con el servicio de agua en la zona, en donde observamos que la presión de cada vivienda era relativamente baja, lo cual se sustenta que no pueda abastecer a un aumento de población futura en la zona.

Referencia: **“COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONÓMICA DE LA CAPTACIÓN DE AGUA MEDIANTE POZOS TUBULARES Y BOCATOMAS PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA Y FACTIBILIDAD DEL PROYECTO DE LA LOCALIDAD CAMPO NUEVO, GUADALUPITO”**

Las bocatomas suelen caracterizarse principalmente por el Caudal de Captación, el que se define como el gasto máximo que una obra de toma puede

admitir. Así por ejemplo, el caudal de captación de la bocatoma Los Ejidos, sobre el río Piura, Proyecto Chira-Piura, es de 60 m³ /s.

La consecuencia práctica de este hecho es que no se debe escatimar esfuerzos ni tratar de obtener una “estructura económica”, sino que debe buscar el máximo de seguridad. Para el estudio de una bocatoma es necesario tener en cuenta que un río transporta lo siguiente:

- Agua proveniente de la precipitación que ocurre en la cuenca
- Sólidos, también llamados sedimentos, provenientes de la erosión de la cuenca
- Hielo, en los lugares que existe, y
- Cuerpos extraños como árboles, plantas, basura y desperdicios.

Referencia: LA BOCATOMA, ESTRUCTURA CLAVE EN UN PROYECTO DE APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO Dr.- Ing. Arturo Rocha Felices Consultor. Profesor Emérito de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Diseño obsoleto en las estructuras de abastecimiento de agua debido al aumento poblacional.

Caudal insuficiente para la extensión actual del área de estudio

Población insatisfecha de consumo de agua a lugares alejados.

De acuerdo al documento brindado por la Municipalidad Distrital de Guadalupito, con Código SNIP N° 51091 se planteó un proyecto de abastecimiento de agua, la cual quedó inconclusa, generando el mal funcionamiento de las estructuras hidráulicas existentes, el sistema de distribución de agua se encuentra abasteciendo una demanda no actualizada, lo que ocasiona que no sea suministrada en su totalidad

El problema consiste en realizar la evaluación técnico – económico de manera factible de los materiales, costos y presupuestos que se dimensionaran en los

métodos de captación de agua subterránea y el de captación de agua superficial para el diseño hidráulico de abastecimiento de agua en la localidad de Campo Nuevo, Guadalupito.

Según Beltrán (2012, p. 02) “La forma de poder llegar al costo total de una obra, es mediante la elaboración de un presupuesto valorativo detallado. El presupuesto valorativo detallado es aquel presupuesto donde se descompone cada concepto de obra y los precios de cada elemento que constituye el precio unitario se pueden estudiar y analizar tanto desde el punto de vista de su rendimiento, desperdicio y costo”,

Como su nombre lo indica muestra detalladamente el valor de cada unidad de obra y de los elementos que la constituyen. Es la mejor herramienta para analizar cada elemento para buscar su optimización desde el punto de vista de mejorar rendimiento y reducir costos, por lo cual se tomó en cuenta la comparación económica de dos dimensionamientos para llegar a conocer la factibilidad y viabilidad del proyecto.

Referencia: “COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONÓMICA DE LA CAPTACIÓN DE AGUA MEDIANTE POZOS TUBULARES Y BOCATOMAS PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA Y FACTIBILIDAD DEL PROYECTO DE LA LOCALIDAD CAMPO NUEVO, GUADALUPITO”

Otro de los problemas serios que se presenta frecuentemente en el diseño de una bocatoma se origina en la presencia de eventos hidrológicos extremos: a veces grandes avenidas y otras veces gran escasez de agua. Las grandes avenidas crean una serie de problemas hidráulicos y estructurales que deben ser debidamente evaluados. Algunas cuencas tienen fenómenos particulares que no pueden dejarse de lado. Un buen ejemplo de esto es la cuenca del río Santa donde la ocurrencia de aluviones y las especiales características de geodinámica externa de la cuenca determinan que una estructura construida sobre el lecho fluvial sea muy vulnerable a eventos cuya frecuencia y magnitud no pueden calcularse.

Referencia: LA BOCATOMA, ESTRUCTURA CLAVE EN UN PROYECTO DE APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO Dr.- Ing. Arturo Rocha Felices Consultor. Profesor Emérito de la Universidad Nacional de Ingeniería

1.3. Antecedentes

El proyecto, remonta sus antecedentes a la época incaica, fecha en que se hicieron los primeros trazos rústicos del canal que permitía dotar de agua a la comunidad con una insuficiente cantidad para el desarrollo de la actividad agrícola. De la información recopilada se tiene como antecedentes las acciones siguientes:

Las autoridades y pobladores en general de la localidad de Shinan, se presentan ante el Gobierno Provincial de Huaraz para aprobar el proyecto dentro del Presupuesto Participativo del año 2009. El proyecto de “Construcción de Canal de Irrigación Inca – Tramo I”, permitirá el uso de las aguas de la Quebrada Maku, quien se alimenta de la Laguna Maku, con la finalidad de sostener y ampliar la actividad agrícola, garantizando la oferta de agua, asegurando la dotación de agua para atender las áreas agrícolas que actualmente no son irrigadas, e incrementar la producción y la productividad.

El proyecto se enmarca dentro del Área Agropecuaria, sector considerado como prioritario por el Gobierno Provincial, para impulsar el desarrollo local.

La comunidad campesina de la Ramada Pertenece al Distrito de Pira de la Provincia de Huaraz en el departamento de Ancash. Y está ubicado a una altitud de 3750 msnm, con una latitud sur de 9°94'45" y una longitud Oeste de 77°42'18". El Clima de la zona es frígido - seco. Con una temperatura anual promedio de 12°C, con lluvias en los meses de Diciembre a Abril, siendo la precipitación anual promedio de 750 mm. Los principales recursos hídricos lo constituyen las aguas provenientes de puquiales y manantiales de la zona.

Los pequeños sistemas de riego que existen en la zona rural del Distrito de Pira en la Provincia de Huaraz, en Ancash, son de tipo rustico con muchas

deficiencias, tanto en la infraestructura de captación y conducción, como en la red de distribución; tal es el caso de la Comunidad campesina de Shinan. La escasa oferta del agua en la época de sequía, se ve agudizada con los problemas de operación que se presentan para la distribución del agua en las diferentes y numerosas parcelas, no solo por el mal estado de las acequias de reparto, en las que se producen pérdidas importantes de agua, sino también por los tiempos muertos excesivos que demora en llegar el agua a los puntos de servicio.

En la Comunidad Campesina de Shinan se muestra las necesidades, carencias y limitaciones en la disponibilidad del recurso hídrico, así como las áreas de cultivo que se encuentran bajo la influencia del sistema de riego perteneciente a familias de condición humilde, cuya economía se sustenta principalmente en la actividad agrícola y en menor escala la pecuaria (población del área del proyecto se dedica principalmente a la actividad de la agricultura en un 95 %, a la ganadería en un 3 %, y al comercio en 2 %), actividades que se ven limitadas por la escasa oferta del recurso agua, la falta de infraestructura de riego adecuada para el almacenamiento, conducción y distribución del agua de riego hacia sus campos de cultivo, obligando a vivir de una economía de subsistencia y en algunos casos obliga a los pobladores a desplazarse hacia los centros mineros de las provincias cercanas en busca de trabajo, para así sustentar necesidades familiares.

1.4. Formulación del problema

¿En qué medida favorece el análisis funcional y económico de la captación de agua de la quebrada Maku para elegir una bocatoma de barraje mixto o una bocatoma tipo tirolesa?

1.5. Objetivos del Estudio

1.5.1. Objetivo General

Realizar el ANÁLISIS FUNCIONAL Y ECONOMICO DE LA CAPTACION DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA BOCATOMA DE

BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA-HUARAZ

1.5.2. Objetivos Específico

- Determinar la funcionalidad de cada tipo de bocatoma.
- Calcular los metrados de materiales, costos unitarios y presupuesto de las estructuras de captación-
- Elaborar el análisis funcional de los sistemas de captación considerando estructura de captación y desarenador.
- Elaborar un análisis técnico – económico de los sistemas de captación de bocatoma con barraje mixto y tipo tirolesa.

1.6. Justificación del Estudio

1.6.1. Justificación Académica

Este proyecto realiza su justificación desde el punto de vista académico debido a que aplica metodologías y procedimientos para efectuar la comparación técnica y económica del dimensionamiento de una captación de agua subterránea a través de pozos tubulares y una captación de agua superficial a través de bocatomas.

Se justifica desde el punto de vista técnico debido a que se tomaran criterios del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), para el planteamiento de nuevos sistemas de captación de agua y su distribución, en donde se optará por la propuesta más factible en los aspectos técnicos y económicos para su ejecución.

Asimismo el proyecto se justica socialmente porque la ejecución de los sistemas de captación y distribución de agua beneficiará a la

población actual en Maku, de tal forma que se disminuirá las enfermedades gastrointestinales y de la piel, que se vienen dando a causa la baja calidad y el deficiente servicio de agua, además del aumento en la demanda de servicio y la poca continuidad de los camiones cisternas que abastecen a la población, agudizándose el problema de la higiene sanitaria y por ende las enfermedades, y así se realizará el dimensionamiento del sistema de agua potable que en la actualidad carecen de este servicio.

1.6.2. Justificación Técnica

El presente proyecto está orientado al diseño de la análisis funcional y económico de la captación de agua de la quebrada Maku para elegir una bocatoma de barraje mixto o una bocatoma tipo tirolesa.

1.6.3. Justificación Social

El proyecto se justifica socialmente porque proporcionará una alternativa más adecuada para afrontar además de producir efectos físicos positivos y negativos en el lugar de emplazamiento y en su entorno (erosión, inundación, mayor producción, mejores eficiencias, etc.), provocan también efectos sociales positivos y negativos como la disminución de la inversión de mano de obra para el mantenimiento y la disminución del estado de tensión de la gente, conflictos, descontentos, etc.

1.7. Hipótesis

1.7.1. General

Si determinamos el análisis funcional y económico de las captaciones de agua en la quebrada Maku entonces se podrá elegir entre una bocatoma de barraje mixto o una bocatoma tipo tirolesa.

1.7.2 Variables y definición operacional

a) Variable Independiente (VI)

Bocatoma de barrage mixto o una bocatoma tipo tirolesa

Indicadores:

- Estudios Topográficos.
- Estudios de Mecánica de Suelos.
- Topografía
- Caudales
- Presupuesto.

b) Variable Dependiente (VD)

Análisis funcional y económico de la captación de agua

Indicadores:

- Clima.
- Topografía.
- Accesibilidad al terreno.
- Disponibilidad de recursos
- Costos

1.7.3 Operacionalización de las variables

Tabla I.5 Operacionalización de las variables

IDENTIFICACION DE VARIABLES	ASPECTOS O DIMENSIONES	INDICADORES POR ASPECTO
1. V.I: Dimensionamiento de estructuras con captación de aguas superficiales y subterráneas.	1.1 Estudios	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Estudios Topográficos. ➤ Estudios de Mecánica de Suelos. ➤ Impacto Ambiental. ➤ Estudio de Tráfico
	1.2 Expediente Técnico	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Diseño. ➤ Presupuesto.

<p>2. V.D: Estudio comparativo del abastecimiento de agua.</p>		<ul style="list-style-type: none"> ➤ Clima. ➤ Topografía ➤ Accesibilidad al terreno ➤ Disponibilidad de recursos
--	--	--

Fuente: Elaboración Propia

1.8. MATERIAL Y PROCEDIMIENTOS

1.8.1 Población

Quebrada Maku – Huaraz

1.8.2 Muestra

Zona de captación en la Quebrada Maku – Huaraz

1.8.3 Unidad de Análisis

Zona de captación en la Quebrada Maku – Huaraz

1.8.4 Metodología

Descriptiva y Analítica.

Nivel de Investigación: Descriptiva.

Se efectuará el dimensionamiento de dos métodos de captación, la captación de agua superficial mediante una bocatoma mixta y bocatoma tipo tirolesa, empleando un análisis en los metrados y costos (presupuestos) para realizar una comparación técnica -económica, y además determinar la viabilidad del proyecto.

Diseño de Investigación: De Campo.

Los estudios de basarán en métodos establecidos en diferentes enunciados bibliográficos, los cuales deben ser adaptados y estructurados al campo de

estudio, de igual manera la recopilación de datos se basarán en la misma zona de estudio.

1.8.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

- Técnicas:
 - Observación
Para poder conocer y estudiar la zona de estudio.
 - Entrevista
A los entes gubernamentales competentes con el objetivo de analizar la situación actual del problema de estudio.
 - Encuesta
Conocer los requerimientos básicos de la población beneficiaria.
 - Registro
Para obtener un sistema organizado de datos extraídos.

Instrumentos:

- Fichas técnicas
- Cuestionario de entrevistas
- Cuestionario de encuestas
- Fotografía
- Entrevistas.
- Encuestas.
- Diagnóstico de la Situación actual.

1.8.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Se van a realizar estudio de suelos, levantamiento topográfico, precipitaciones para luego ser procesados por los diversos métodos de la ingeniería, utilizando la mecánica de suelos, la mecánica de fluidos, topografía, pavimentos y transportes; haciendo uso de laboratorios y de esta manera poder realizar un próspero proyecto.

CAPÍTULO II:

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

2.1.1. Estudio de factibilidad:

“ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LA BOCATOMA DEL RIO CHACCO – AYACUCHO”

Autor: Walter Prado Martínez
Año: 2009

Establecer y desarrollar una metodología específica para el diseño hidráulico y estructural de una de una bocatoma, en la que se determinará: La capacidad portante del suelo con fines de cimentación y en base a ello la fundación de las estructuras a diseñar. Estudio y análisis de los datos existentes para la determinación de los caudales mensuales disponibles por el Modelo Hidrológico del Balance y las descargas máximas de diseño para dicha estructura. Requerimiento de riego y obtención del caudal de captación para cubrir la demanda de agua de 210 Hás.

Cálculo hidráulico y diseño a nivel de factibilidad de las partes que componen la bocatoma para un eficiente funcionamiento

El fundo Wayllapampa, propiedad de la UNSCH y la comunidad de Pacaycasa son cercanas y que se encuentran próximas a la ciudad de Huamanga, capital de la provincia del mismo nombre; poseen buena extensión de terrenos cultivables aptos para la agricultura y ganadería; con una topografía irregular de pequeñas pampas, laderas empinadas y cárcavas profundas donde la acción del viento y las aguas de lluvia han causado estragos y la erosión ha contribuido al empobrecimiento de esta zona. Este estudio precisamente nace de la necesidad de incrementar más áreas de cultivo, para lo cual se analizó la información agrológica existente del Fundo Wayllapampa y estudio agrológico de las zonas sin cultivar de la comunidad de Pacaycasa; donde la demanda de agua aumentaba.

En 1971, previo estudio comparativo de alternativa realizadas en la Tesis “Proyecto de irrigación del Fundo Wayllapampa” de Elipio Gastelú Nina – Gotardo M. Chávez Anaya, se llega a una alternativa final, el bombeo de las aguas excedentes del río Chacco, para mejorar e incorporar nuevas tierras a la agricultura bajo regadío, debiéndose derivar el agua por medio de una bocatoma de tipo barraje mixto en un ancho de cauce del río de 40.00m

“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA BOCATOMA DEL P.H. PASO ANCHO” (México)

Autores: RAÚL DIAZ IBAÑEZ

Año: 2015

El presente documento tiene como objetivo principal realizar el análisis y diseño estructural de la bocatoma de generación, esto a partir de un dimensionamiento hidráulico previamente estudiado por dicha área, así como su análisis de estabilidad y todas las consideraciones que se tiene para su correcto diseño, apegado a las reglamentaciones de instituciones como el American Concrete Institute, ACI y los manuales del US Army Corps Engineers, USACE, se incluye , además el análisis y el diseño estructural de las rejillas de protección adosadas a la bocatoma, las cuales tienen como principal objetivo impedir el paso de materia sólida a la casa de máquinas y evitar dañar equipo electromecánico.

En dicho proyecto se realizaron estudios de factibilidad e ingeniería conceptual, para las obras de una presa para suministro de agua potable a la población de la Ciudad de Oaxaca y municipios adyacentes, para esto e considera aprovechar el gasto que escurre por el río Atoyac y sus afluentes, en un sitio ubicado a unos 470 m aguas debajo de donde se une el rio Sola de Vega; entre el límite de los municipios San Miguel Sola de Vega (margen derecha) y San Vicente Coatlán (margen izquierda).La exploración geológico-

geofísica se ha llevado a cabo en tres etapas, la primera en 2008-2009, la segunda en 2009-2010 y la tercera en 2010. Dichos estudios dan como resultado que es factible la construcción de la presa Paso Ancho, en la zona de estudio.

2.2.BOCATOMA

Se define así a la estructura que tiene finalidad de derivar parte o el total del caudal que discurre en un río, para irrigar una área bajo riego o generar energía mediante su utilización en una central hidroeléctrica.

En este curso sólo trataremos de aquella toma que captan en forma directa las aguas del río sin ningún estructura de almacenamiento; tipo presa.

Realizando una visión a través del tiempo, desde un punto de vista técnico, podemos establecer tres etapas del desarrollo de la construcción de bocatomas.

2.2.1. BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO

Se trata de una toma que realiza la captación mediante el cierre del río con una estructura llamada azud o presa de derivación, el cual puede ser fija o móvil dependiendo del tipo del material usado.

Será fija cuando se utilizan compuertas de acero o madera. La captación en ese tipo de bocatomas se realiza por medio de una ventana de puede funcionar como orificio o vertedero dependiendo del tirante en el río

2.2.2. BOCATOMA TIPO TIROLESA

La toma tirolesa es adecuada para zonas montañosas, pero en nuestro país se encuentran en pequeña cantidad con respecto a otros tipos de tomas construidas en zonas planas aluviales, por lo que no se les ha brindado una atención importante en trabajos de investigación. La mayor parte de las experiencias está basada en modelos estándar de riego desarrollados para

áreas montañosas, y por esta razón se han encontrado problemas de diseño en los siguientes aspectos:

Manejo Integral de Cuencas

Ubicación de la Obra de Toma

Arrastre de Sedimentos

Destrucción de las Estructuras de Disipación

Taponamiento de la Rejilla

Mantenimiento de la Toma

Son tomas cuyas estructuras de captación se encuentran dentro de la sección del azud, en un espacio dejado en él, protegido por una rejilla que impide el ingreso de materiales gruesos. Estas tomas no son recomendables en ríos donde el arrastre de sedimentos es intenso, ya que podría causar rápida obstrucción de las rejillas.

Conviene comentar que la gran mayoría de ríos del Perú son muy jóvenes y arrastran gran cantidad de sedimentos en épocas de **crecidas, por lo** que la construcción de esta toma debe ser donde las condiciones lo favorezcan.

- **Facilidades de la Toma Tirolesa**

Manejo Sencillo: Una obra bien concebida y construida permite ser manejada tanto por el encargado de operación como por los usuarios.

Reducción de Jornales y Alivio de Fatigosas Faenas: Las tomas rústicas requieren bastante inversión de mano en la reconstrucción de la toma y también en la operación.

Recojo del Agua Simple y Reducción de Mano de Obra: Con la construcción de la toma se han simplificado las tareas relacionadas con la captación de agua. En la situación con toma rústica, cada usuario solía recoger su agua con su correspondiente herramienta (azadón, pala, otros) para reforzar la toma y cerrar las filtraciones.

Con la toma tirolesa se logró que usuarios acudan a la toma sin herramientas. De esta manera, se han reducido considerablemente el aporte de mano de obra para la operación de la toma.

Mayor Capacidad de Captación: Una toma rústica, por sus características constructivas, requiere de un permanente reforzamiento con piedras grama y plásticos para lograr una mejor captación, sin embargo, siempre hay fuga de agua. Con la construcción de las tomas ha mejorado la eficiencia de captación.

Seguridad de Captación: Una toma tirolesa correctamente construida garantiza la seguridad de captación de agua en cualquier época. Asimismo, se reduce la inversión de la reconstrucción permanente de la toma e inclusive la no disponibilidad de agua por la distribución de la toma en épocas de crecida. La reconstrucción de la toma demanda tareas adicionales como convocar a la gente y organizar el trabajo.

Reducción en Vigilancia: Con la toma tirolesa disminuyen las actividades de vigilancia. Con una toma rústica, el usuario de turno tenía la permanente preocupación de que la toma sea destruida por quienes intentasen robar agua. Esto, especialmente en sistemas ubicados en áreas de crecimiento de la población agrícola y urbana como Pira, lo que causa una fuerte presión sobre el funcionamiento de la toma.

Los usuarios ubicados al final del sistema perciben mayores ventajas con la construcción de la toma, debido a que la vigilancia de la toma rústica les significa un trabajo intensivo, sacrificado y costoso. Los usuarios ubicados en los sectores cercanos a la bocatoma se benefician en menor grado de la obra porque con la toma construida se dificultan el aprovechamiento de las filtraciones y los robos de agua.

- **Técnicas y Prácticas para el funcionamiento de Obra**

Los casos estudiados muestran que la toma no puede operar de manera automática, sino que precisa de prácticas adicionales que faciliten su funcionamiento. Por ejemplo, en el caso de la toma Maku, es necesario el reencauce del río, desde 100 a 150 m arriba de la obra para que el agua ingrese directamente a las rejillas de la toma tirolesa. A medida que se reencausa el río se despejan las piedras que obstruyen el cauce.

En el mismo caso, cuando el río transporta mucha agua, desde más o menos 120 m arriba de la toma, los usuarios suelen fraccionar en 4 o 5 partes el caudal para poder controlar el flujo torrencioso que representa un flujo único. Los caudales fraccionados se encausan hacia la tirolesa para distribuir su curso hacia un punto de ingreso a la rejilla.

Finalmente, es frecuente la limpieza de las rejillas de la tomas, para quitar las piedras que se atascan entre las barras de las rejillas, lo que mejora el ingreso de agua en la toma. A la vez, cuando el caudal disminuye, los usuarios suelen bloquear el extremo final de la rejilla con el objetivo de captar más agua.

- **Operación de la Obra y Prácticas Agrícolas**

Es evidente que la toma de agua opera en relación con las prácticas agrícolas, respondiendo al requerimiento de caudales altos en los periodos de riego, de preparación del suelo y caudales para el riego de los cultivos. Consecuentemente, el caudal de diseño de la toma, con frecuencia, está determinado por los caudales de preparación del suelo, de manera que permita realizar las prácticas de empato.

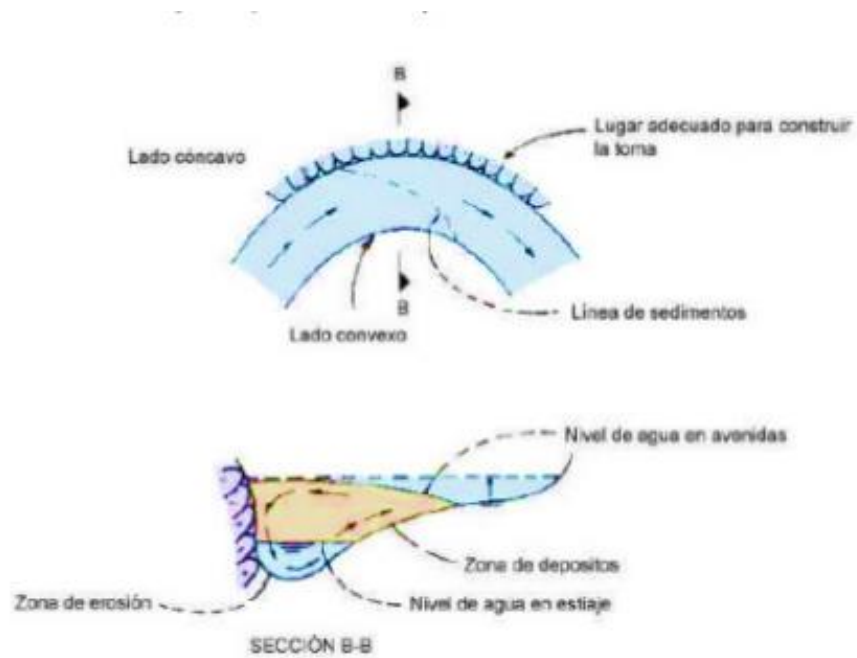
- **Períodos para riego de Preparación:** De los casos estudiados, los sistemas ubicados en alturas como Pira (toma Maku), por sus condiciones climáticas, cuentan principalmente con cultivos de papa. La preparación de los suelos para este cultivo se realizan

entre los meses de mayo y junio. Esta práctica requiere de una primera limpieza para habilitar la toma.

- **Período de Riego para Producción:** La operación de la toma está condicionada por las necesidades de riego de los cultivos. Las mayores necesidades generalmente se presentan en época seca, pero también existen necesidades en época de lluvia, especialmente durante los “veranillos”. Desde la situación del usuario, la combinación y acceso a varias fuentes de agua (Maku) permite la coexistencia de diferentes sistemas de producción, desde la producción parcelaria para el autoconsumo familiar, hasta la producción en los sectores alejados, ya que asegura la captación de una o varias fuentes a la vez

Es importante indicar que a partir de la construcción de la obra de toma se ha asegurado la posibilidad de captación del agua disponible y como consecuencia ha permitido la intensificación del uso de la tierra, lo que ha afianzado la producción en los sectores alejados, ya que asegura la captación de una o varias fuentes a la vez.

Sin embargo, se presenta un cambio paulatino de los cultivos (Pira y Maku) que cuentan con mayor orientación al mercado y mayor intensidad de cultivos, lo que cambia la frecuencia de requerimiento de riego. Mientras que en los sistemas de producción de Tiraque, la implementación de la obra ha logrado introducir en el mercado algunos como la arveja



2.2.3. Fundamentación teórica de la investigación relacionado a las bocatomas de estudio y costos

Es de suma importancia la ubicación de la bocatoma en el cauce del río, para la que se recomienda que el sitio elegido por los menos las siguientes condiciones:

- (a) La dirección a ruta del flujo de agua debe ser lo más estabilizada o definida.
- (b) La captación del agua a ser derivada debe ser posible aún en tiempo de estiaje.
- (c) La entrada de sedimentos hacia el caudal de derivación debe ser limitado en el máximo posible.

Un punto recomendable para cumplir las condiciones anteriores, se encuentra ubicado inmediatamente aguas abajo del centro de la parte cóncava en los tramos curvos del río.

Es importante conocer las condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas, ya que su conocimiento permitirá dimensionar en mayor seguridad la estructura

**Referencia: ESTRUCTURAS HIDRAULICAS ING. CIVIL
“UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA” FACULTAD DE
INGENIERIA E.A.P. ING. CIVIL BOCATOMA FLUVIAL
ING. EDGAR GUSTAVO SPARROW ALAMO Docente: Edgar
Sparrow**

Fuentes de Abastecimiento

Según García (2001, p.01) “las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad”.

De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como a la topografía del terreno de la zona de estudio, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo. En los sistemas de agua potable por gravedad, la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando solo la fuerza de la gravedad. En los sistemas de agua potable por bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento ubicados en elevaciones superiores al centro poblado.

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es importante seleccionar una fuente adecuada, la zona de estudio presenta dos tipos de fuente de abastecimiento de agua: superficiales y subterráneas.

2.2.4. Captación

Una vez investigados los recursos hídricos de una región, estamos en condiciones de determinar obras de captación necesarias para

proveer de la cantidad de agua necesaria. En este caso tendremos dos tipos de obras de captación:

- Aguas Superficiales.
- Subterráneas.

2.2.4.1. Obras de Captación de Aguas Superficiales

Según Orellana, (2005, p. 24), “Las obras de toma o captación de aguas superficiales son las que circulan o se hallan estancadas sobre la superficie terrestre, procedentes de los ríos, los pantanos, lagos, lagunas, nieves perpetuas y casquetes polares o el mar, que tengan corrientes de agua de régimen permanente, deben ser las adecuadas a la importancia del servicio a prestar”.

Se analizará la toma de agua del río cercano a la zona, la obra de toma se colocará a una distancia prudencial de la orilla y la boca de afluentes a un nivel no alcanzable por las impurezas que flotan y por las que puedan removerse del lecho.

Este tipo de obra la constituyen estructuras de cierta complejidad y de difícil ampliación, por lo que la proyección utilizada para el proyecto debe ser entre 20 y 30 años. Si nuestra fuente seleccionada es un curso de agua superficial con un régimen estable y suficiente solo tenemos que diseñar la toma apropiada. En el caso de que fuente no tenga el caudal necesario en algunos períodos del año, se tiene que ver las condiciones topográficas para construir un embalse que acumule agua para asegurar la provisión permanente.

2.2.4.2. Obras de Captación de Aguas Subterráneas

Según Orellana, (2005, p. 30), “Su finalidad es obtener la mayor cantidad de agua con el mínimo gasto de energía, al hablar de captaciones para explotación de aguas subterráneas

generalmente nos referimos a pozos verticales, pero existen otros sistemas constructivos que permiten alcanzar el mismo fin”.

Se está definiendo realizar un dimensionamiento de pozos tubulares, los cuales son de diámetros grandes (más de un metro) y poco profundos (rara vez alcanzan los 10 y 12 metros). Los sondeos son estrechos y profundos (a veces llegan a 500 metros de profundidad). Para sacar el agua, hay que instalar una motobomba y una tubería. Una obra de captación es algo más que una excavación hasta encontrar el agua, para sacar el máximo partido al acuífero se tiene que desarrollar una técnica difícil, se tiene que facilitar el paso de las aguas de dicho acuífero hasta el pozo o sondeo, los pozos, se revisten de ladrillo hueco o de aros de hormigón que tienen unos orificios para que pase el agua. A veces se complementan con galerías horizontales o tubos radiales a modo de brazos. Es una forma de aumentar el caudal que pasa hasta el pozo.

Una vez realizada la obra de captación, el agua extraída se transporta mediante tuberías o canales hasta los puntos de consumo.

2.2.5. Conducción

El diseño de las obras de conducción presenta variables propias de cada proyecto, por ejemplo: el lugar de captación, su distancia a la planta de tratamiento, ubicación de la misma y su distancia al lugar de distribución y consumo, por lo que iremos tratando los temas por separado, y será tarea de los profesionales, integrarlos en su proyecto específico.

Según Orellana (2005, p. 17), “Para la conducción de grandes volúmenes de agua tratada o a tratar, utilizaremos acueductos cerrados de tuberías o abiertos como los canales. Los canales

abiertos se utilizan en algunas ocasiones para conducir el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento, pero nunca agua tratada”.

Si bien el uso de canales abiertos tiene la ventaja de que permite emplear materiales baratos y ahorrar en la obra, tiene también desventajas, tales como: se tiene que ajustarse al gradiente hidráulico del agua, se producen pérdidas de agua por filtraciones y evaporación, existe peligro de contaminación del agua, especialmente en zonas pobladas o industriales, perturbaciones en el canal por raíces de árboles o agujeros de roedores.

Los conductos cerrados construidos in situ, son los que normalmente se denominan acueductos, una variante del acueducto construido in situ es la que emplea conductos prefabricados o tuberías, las ventajas sobre la tubería son: dar posibilidad de uso de materiales locales como arena y grava, mayor vida útil, menor pérdida de capacidad hidráulica con el transcurso del tiempo, estas ventajas podría dar origen a un menor costo inicial, que combinado con costos menores de mantenimiento de cómo resultado que la instalación sea más económica que la de tubería.

2.2.6. Distribución

Según Orellana (2005, p. 50), “La obra de distribución representa entre el 50 al 80 % del costo total de un sistema de provisión de agua potable, de donde podemos deducir la importancia que tiene la realización de un buen diseño que permita cumplir con su cometido al menor costo posible”.

Además de ver la factibilidad económica, se va a tener en cuenta el estado actual de la red de distribución actual, si puede considerarse un empalme o se tiene que remover lo existente.

La obra de distribución que se va a dimensionar estará constituida por:

- La cañería y sus piezas especiales como curvas, reducciones, etc.
- Los accesorios tales como válvulas esclusa y mariposa, válvulas de aire, cámaras de desagüe y limpieza, válvula reductora de presión, etc.
- Las conexiones domiciliarias y sus componentes.
- Los tanques de reserva o almacenamiento y las cisternas.
- Las estaciones de bombeo o elevación.

2.2.7. Costos y presupuesto

Según Beltrán (2012, p. 02) “La forma de poder llegar al costo total de una obra, es mediante la elaboración de un presupuesto valorativo detallado. El presupuesto valorativo detallado es aquel presupuesto donde se descompone cada concepto de obra y los precios de cada elemento que constituye el precio unitario se pueden estudiar y analizar tanto desde el punto de vista de su rendimiento, desperdicio y costo”

Como su nombre lo indica muestra detalladamente el valor de cada unidad de obra y de los elementos que la constituyen. Es la mejor herramienta para analizar cada elemento para buscar su optimización desde el punto de vista de mejorar rendimiento y reducir costos, por lo cual se tomó en cuenta la comparación económica de dos dimensionamientos para llegar a conocer la factibilidad y viabilidad del proyecto.

2.3. Definición de términos básicos

➤ **Pozos Tubulares:**

Un pozo es un agujero, excavación o túnel vertical que perfora la tierra, hasta una profundidad suficiente para alcanzar agua subterránea de una capa freática, construida en forma cilíndrica.

➤ **Bocatomas:**

Una bocatoma es la obra destinada a captar un cierto caudal líquido de un río, de un lago o embalse. La bocatoma puede ser superficial o profunda. Cuando se capta desde un río o cauce natural, la bocatoma es superficial, en cambio cuando se capta en un embalse la bocatoma es profunda.

➤ **Aguas superficiales:**

Es la proveniente de las precipitaciones, que no se infiltra ni regresa a la atmósfera por evaporación o la que proviene de manantiales o nacimientos que se originan de las aguas subterráneas.

➤ **Aguas subterráneas:**

El agua subterránea se aloja en los acuíferos bajo la superficie de la Tierra. El agua del subsuelo es un recurso importante y de este se abastece a una tercera parte de la población mundial.

El agua subterránea es parte de la precipitación que se filtra a través del suelo hasta llegar al material rocoso que está saturado de agua. El agua subterránea se mueve lentamente hacia los niveles bajos, generalmente en ángulos inclinados (debido a la gravedad) y eventualmente llegan a los arroyos, los lagos y los océanos.

➤ **Red de distribución:**

Conjunto de tuberías principales y ramales distribuidores que permiten abastecer de agua para consumo humano a las viviendas.

- Ubicación del estudio
- Problema
- Objetivos
- Definición del problema
- Problema

CAPITULO III:

DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL Y TOMA LATERAL

3.1. DISEÑO DEL CANAL

3.1.1. CONSIDERACIONES ESPECIALES

Los canales son conductos que se diseñan para transportar agua desde un punto de inicio hasta su disposición final donde el agua circula por efecto de gravedad sin ninguna presión, porque su superficie está en contacto con la atmósfera.

En el punto de inicio, el conducto recibe el agua desde una estructura de captación y luego a lo largo de su recorrido puede recibir caudales adicionales que entran lateralmente. La disposición final del caudal se hace en el sitio de entrega. Dentro del estudio de conductos se incluyen los canales naturales y canales artificiales.

El diseño de un canal consiste en calcular las dimensiones geométricas de la sección transversal, asumiendo un tipo de flujo permanente y uniforme, partiendo de un caudal de diseño, ósea de una relación agua - suelo - planta - hidrología.

Para diseñar un canal, sus los parámetros de sus dimensiones se obtiene en base al tipo de suelo, condiciones climáticas, métodos de cultivo, topografía, características geotécnicas, clima, el tipo de cultivo, área a irrigar, factor económico etc.

3.1.2. CANALES DE RIEGO POR SU FUNCION

CANAL DE PRIMER ORDEN

También se le llama canal madre o derivación, se traza con siempre con pendientes mínimas, el área que irriga este canal se le conoce como sistema de riego.

CANAL DE SEGUNDO ORDEN

Llamados también laterales, son los que salen del canal madre, el área de riego que sirve un lateral se conoce como unidad de riego.

CANAL DE TERCER ORDEN

Son llamados también sub laterales, y nacen de los canales de segundo orden, este caudal es más pequeño y es el que es repartido a las propiedades individuales, a través de las tomas de granja, el área que irriga se le llama unidad rotacional.

Al conjunto de unidades de rotación se le conoce como unidad de riego y el conjunto de unidades de riego se les conoce como sistema de riego.

3.1.3. CRITERIOS Y CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

- Para el diseño y/o mejoramiento del canal se debe de tener en cuenta el caudal de diseño con el que contara dicho canal, tomando en cuenta los factores climáticos del sitio, porque estos factores afectan a la masa de agua que transita en el canal.
- La Topografía, (planta y perfil) que recorre el canal porque en esta se visualiza la pendiente y sus variaciones del canal, y se localizará los lugares donde se construirán obras hidráulicas, y el movimiento de tierras que se realizarán.
- Existen varias fórmulas para el cálculo de las secciones de canales, para el diseño se asume que el flujo es permanente y uniforme, para lo cual, se aplicará la fórmula de Manning.
- Para canales revestidos, se debe de tener en cuenta la exigencia geotécnica (asentamiento perjudicial) y que no sea expansivo (porque rajan el concreto), la estabilidad del talud y la permeabilidad.

3.1.4. CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS

La topografía donde se desarrolla el proyecto es una topografía accidentada, donde el canal, en su recorrido en algunos tramos pasa por el borde de la ladera. El canal recorre una longitud de 2 km con pendientes variable.

Las coordenadas del levantamiento topográfico corresponden a coordenadas relativas, asimismo en cada uno de los planos se especifica las coordenadas de la estación, y sus BM

En pendientes pequeñas se considerarán la construcción de canales, cuando existan cambios bruscos de altura de terreno y en pendientes grandes se construirán obras de arte.

3.1.5. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

En la construcción de canales son muy importantes las características del suelo, el estudio de factores como la permeabilidad, asentamiento, estabilidad de taludes, etc. influyen en el diseño del canal, como la permeabilidad del suelo este factor puede influenciar en la sección del canal porque el canal puede que sea diseñado con una sección de mínima infiltración o revistiendo el canal. En el canal de riego Chepate lo largo de su recorrido predominan suelos granulares de textura gruesa constituidas por hormigón en algunos casos mezclados con arcilla, existe una zona rocosa al comienzo del canal, y zonas arcillosas al final del canal.

Según la Tabla 6.1 y lo descrito anteriormente estos suelos tienen una media y baja permeabilidad (10^{-2} a 10^{-4} cm/seg)

Tabla 3.1: Clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad

	Tipo de Material	Grado de Permeabilidad	Valor de k (cm/seg)
	Grava Limpia	Elevada	Superiores a 10^{-1}
	Arena limpia Mezclada con Grava	Media	10^{-1} a 10^{-3}
	Arena limpia Mezclada con Limo	Baja	10^{-3} a 10^{-5}
I	Deposito de arcillas en estratos	Muy Baja	10^{-5} a 10^{-7}
	Arcillas Homogéneas	Prácticamente Impermeable	Menor de 10^{-7}

Según Terzagui y Peck, 1967

- Tamaño de partículas
- Relación de vacíos del suelo
- Estructura y estratificación del suelo

- Grado de saturación

Tabla 3.2: Ángulos de fricción para suelos

Clasificación	Ángulos de Fricción							
	Angulo de Talud Natural		Para resistencia Residual		Para Resistencias Máximas			
	I (°)	Talud (V:H)	Øcv (°)	tg Øcv (°)	Compacidad Media		Compacta	
Ø (°)					tg Ø	Ø (°)	tg Ø	
Limo (no plástico)	26 a	1 :2	26 a	0.488	28 a	0.532	30 a	0.577
	30	1 :1.175	30	0.577	32	0.625	34	0.675
Arena Uniforme fina a media	26 a	1 :2	26 a	0.488	30 a	0.577	32 a	0.675
	30	1 :1.175	30	0.577	34	0.675	36	0.726
Arena bien graduada	30 a	1 :1.50	30 a	0.577	34 a	0.675	38 a	0.839
	34	1 :1.60	34	0.675	40	0.839	46	1.030
Arena y Grava	32 a	1 :1.60	32 a	0.625	36 a	0.726	40 a	0.900
	36	1 :1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.100

Nota: Estos datos son referenciales y aproximados, para obtener el ángulo de fricción de un suelo se tendrá que analizar dicho suelo en el laboratorio

3.1.6. SECCION HIDRAULICA DE MAXIMA EFICIENCIA

La excavación de la sección del canal, tiene una gran influencia en el costo de este, por lo que se trata de buscar una sección con la menor excavación posible y que cumpla con la eficiencia hidráulicas exigidas, esta condición está referida al perímetro mojado mínimo o menor área de fricción, y es llamado “Sección de máxima eficiencia hidráulica” y está dado por la siguiente formula:

$$\frac{b}{y} = 2 \tan \frac{\theta}{2}$$

La cual representa en un canal trapezoidal la relación entre el ancho de solera y el tirante para una sección de máxima eficiencia hidráulica.

Para un canal rectangular se tiene: $\frac{b}{y} = 4 \tan \frac{\theta}{2}$

Para canales rectangulares se tiene: $b = 2y$

3.1.7. SECCION HIDRAULICA DE MINIMA INFILTRACION:

Si un canal pasa por un terreno muy permeable, el canal se debe de diseñar con la condición que permita la mínima filtración en el canal, para saber si el terreno por donde pasa el canal es permeable o no, debe de estudiarse por medio de sus propiedades que presente el suelo.

La fórmula que da esta condición es:

$$\frac{b}{y} = 4 \operatorname{tang} \frac{\theta}{2}$$

Tabla 3.3 Relación Plantilla vs. Tirante para máximas eficiencias hidráulicas y mínima infiltración

Talud	Angulo	Máxima Eficiencia	Minima Infiltración	Promedio
Vertical	90°	2.000	4.000	3.000
1 / 4 : 1	75° 58'	1.562	3.123	2.343
1 / 2 : 2	63° 26'	1.236	2.472	1.854
4 / 7 : 3	60° 15'	1.161	2.321	1.741
3 / 4 : 4	53° 08'	1.000	2.000	1.500
1 : 5	45° 00'	0.828	1.657	1.243
1 1 / 4 : 6	38° 40'	0.702	1.403	1.053
1 1 / 2 : 7	33° 41'	0.605	1.211	0.908
2 / 2 : 8	26° 34'	0.472	0.944	0.708
3 / 3 : 9	18° 26'	0.325	0.649	0.487

Existen variedad de fórmulas usadas a nivel mundial para el cálculo de las infiltraciones en canales El Bureau of Reclamation propone la siguiente formula llamada Moritz:

$$q = 0.2 \times C \times \sqrt{\frac{Q}{V}}$$

Dónde:

q = Perdidas por infiltración (pies³/seg/milla del canal)

Q = Caudal del Canal (pies³/seg)

V = Velocidad (pies/seg)

C = Constante que depende del tipo de suelo

Tabla 3.4: Valor de constante C para formula del Bureau of Reclamation

Tipo de Suelo	Valor de C
Grava cementada y capa dura con franco arenoso	0.34
Arcilloso y Franco Arcilloso	0.41
Franco arenoso	0.66
Cenizas volcanicas	0.68
Arena cenizas volcanicas o arcillas	1.20
Arenoso con roca	1.68
Arenoso con Grava	2.20

3.1.8. DISEÑO DE LA SECCION HIDRAULICA:

Para el diseño de la sección hidráulica del canal hay que tener en cuenta muchos factores y empezar con los datos básicos de diseño como: teniendo la topografía definiendo la pendiente (perfil longitudinal - planos), el material del canal, el caudal de diseño que para este caso será de 0.80 m³/s. desde la salida del agua de la toma. Existen varias fórmulas para el diseño de canales, todas tienen como origen la fórmula de Chezy. Para esta tesis se diseñara utilizando la fórmula de Manning:

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

Dónde:

Q = Caudal o gasto (m³/s)

A = Área de la sección transversal (m²) R = Radio Hidráulico (m)

S = Pendiente de la línea de energía (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad que depende de las paredes del canal.

Existen nomogramas, para el diseño de las secciones de los canales, el más usado es el nomograma de Ven Te Chow. Mediante fórmulas se puede determinar la menor sección posible para un canal y tener una máxima eficiencia hidráulica, esto implica una menor excavación y un menor costo en la construcción del canal, el

caudal será máximo si el radio hidráulico es máximo, o sea que $R = A / P$, como A (área) es constante, R será máximo si el P (perímetro mojado) es mínimo.

Condición de Máxima eficiencia Hidráulica:

(Canales revestidos y sección Trapezoidal): $\frac{b}{y} = 2 \operatorname{Tang} \frac{\theta}{2}$

(Canales revestidos y sección Rectangular): $\frac{b}{y} = 2$

Estas ecuaciones representan la relación entre en ancho de solera y el tirante en un canal trapezoidal para una sección de máxima eficiencia hidráulica. Estas ecuaciones se reemplazan en la fórmula de Manning, (en función de una variante) y luego en la ecuación de continuidad $Q=AV$ donde se determina el valor requerido.

3.1.9. RUGOSIDAD

Tabla 3.5: Valores del coeficiente de rugosidad (n) dados por Horton para ser usados en la fórmula de Kutter y Manning

Superficies	Condiciones de las Paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianamente Buenas	Malas
Tubería hierro forjado negro comercial	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería hierro forjado galvanizado comercial	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubería de latón o vidrio	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubería acero remachado en espiral	0.013	0.015*	0.017*	
Tubería de barro vitrificado	0.010	0.013*	0.015	0.017
Tubos comunes de barro para drenaje	0.011	0.012*	0.014*	0.017
Tabique vidriado	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tabique con mortero de cemento	0.012	0.013	0.015*	0.017
<u>Tabique de albañilería</u>				
Superficies de cemento pulido	0.010	0.011	0.012	0.013
Superficies aplanados con mortero de cemento	0.011	0.012	0.013	0.015
Tuberías de concreto	0.012	0.013	0.015	0.016
Tuberías de duela	0.010	0.011	0.120	0.013
Acueductos de Tablón				
Labrado	0.010	0.012*	0.013	0.014
Sin Labrar	0.011	0.013*	0.014	0.015
Con astillas	0.012	0.015*	0.016	
Canales revestidos con concreto	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de mampostería con cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de mampostería seca	0.025	0.030	0.033	0.035
Acueductos semicirculares metálicos lisos	0.011	0.012	0.013	0.015
Acueductos semicirculares metálicos corrugados	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canales y zanjas				
En tierra, alineamientos y uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033*	0.035
En roca, con saliente y sinuosos	0.035	0.040	0.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Dragados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados	0.025	0.030	0.035	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035
Corrientes Naturales				
(1) Limpios, bordos, rectos, llenos, sin hendidura ni charcos profundos	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra	0.030	0.033	0.030	0.040
(3) Sinuosos, algunos charcos y escollos limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Igual al (3) de poco tirante, con sección menos eficiente	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Igual al (3) algo de hierbas y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Igual a (4), secciones peligrosas	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Ríos con tramos lentos, cauce enhierbados o con charcos profundos	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Playas muy enhierbadas	0.075	0.100	0.125	0.150

(*) Valores de uso común en proyectos

Si el perímetro mojado de un canal está constituido por diferentes tipos de material, entonces el canal tendrá rugosidades compuestas, esto implicaría diferentes valores “n”, que sería un valor promedio de sus rugosidades para la sección. Según Horton y Einstein, supone que el área hidráulica tiene la misma velocidad media de la sección completa, es decir, $v_1=v_2=v_3\dots = v_n = v$

$$n = \left[\frac{p_1 n_1^3 + p_2 n_2^3 + \dots + p_n n_n^3}{p_{Total}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad \text{ó también se puede expresar como} \quad n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N p_i n_i^{1.5}}{p} \right]^{\frac{2}{3}}$$

3.1.10. TALUD

Es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la inclinación de las paredes laterales [1], mientras más inestable sea el material, menor será el ángulo de inclinación de los taludes.

Tabla 3.6: Taludes en canales según el tipo de suelo. Talud Z: 1 (Horizontal: Vertical)

Material	Canales Poco Profundos	Canales Profundos
	Talud (H:V)	Talud (H:V)
Roca (Buenas condiciones)	Vertical	0.25 : 1
Arcilla compacta o conglomerados	0.5 : 1	1 : 1
Limos Arcillosos	1 : 1	1.5 : 1
Limoso Arenosos	1.5 : 1	2 : 1
Arenas Seltas o arcillas porosas	2 : 1	3 : 1
Concreto	1 : 1	1.5 : 1

El U.S. Bureau of Reclamation, recomienda un talud único de 1.5:1 para los canales.

3.1.11. VELOCIDAD

La velocidad en el canal debe estar en un parámetro entre la mínima y la máxima permisible para que no perjudique al canal y se puede determinar por la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \text{(Formula de Manning)}$$

En el canal si el agua corre con una velocidad inferior a la velocidad mínima permisible, se producirán depósitos de materiales sólidos (sedimentación), además una baja velocidad produce el crecimiento de vegetación. Si el agua en el canal corre con una velocidad mayor a la permisible, ocasionan erosión en las paredes y en el fondo del canal, modifican la rasante del canal, creando dificultades en el funcionamiento del canal. Según observación de J.A. Maza en 1967 observo que los canales viejos soportan mayores velocidades que los nuevos, por otra parte un canal profundo conducirá el agua a mayores velocidades sin erosión, que otros menos profundos, en base a lo mencionado elaboro la tabla siguiente:

Tabla 3.7: Velocidades máximas en concreto en función de su resistencia

Resistencia (kg/cm ²)	Profundidad del Tirante (m)				
	0.50	1.00	3.00	5.00	10.00
50	9.60	10.60	12.30	13.00	14.10
75	11.20	12.40	14.30	15.20	16.40
100	12.70	13.80	16.00	17.00	18.30
150	14.00	15.60	18.00	19.10	20.60
200	15.60	17.30	20.00	21.20	22.90

En la Tabla 3.7, se puede apreciar valores de velocidades admisibles muy altos, el Bureau of Reclamation, recomienda para el caso de canales revestidos de concreto, las velocidades no deben de exceder de 2.5 m/seg para evitar que el concreto se erosione. Otros autores [1] recomiendan las siguientes velocidades en función del tipo de material del canal.

Tabla 3.8: Velocidades máximas permisibles en función de las características del suelo.

Características de los Suelos	Velocidades Máximas (m/seg)
Canales en tierra franca	0.60
Canales en tierra arcillosa	0.90
Canales revestidos con tierra y concreto simple	1.00
Canales con mampostería de piedra y concreto	2.00
Canales revestidos con concreto	3.00
Canales en roca	
pizarra	1.25
areniscas consolidadas	1.50
rocas duras, granito, etc.	3 a 5

En el canal en estudio se tomara como velocidad máxima permisible 3.00 m/seg.

3.1.12. BORDO LIBRE

En el canal es necesario dejar un desnivel entre la parte superior del tirante y la corona de los bordos del canal, un margen de seguridad, con el fin de prever niveles mayores (extraordinarios) que puedan presentarse.

No existe una regla que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, varios autores toman su propio criterio. El Bureau of Reclamation, recomienda estimar el borde libre de la siguiente manera.

$$\text{Bordo Libre (BL)} = \sqrt{CY}$$

- BL = Bordo libre (pies)
- Y = Tirante del canal
- C = Coeficiente en función de los caudales
 - 1.50 para $Q > 20$ pies³/seg
 - 2.50 para $Q > 3000$ pies³/seg

Tabla 3.9: Bordo libre en libre en función del ancho de solera

Ancho de Solera (m)	Bordo Libre (m)
Hasta 0.80	0.40
0.80 - 1.50	0.50
1.50 - 3.00	0.60
3.00 - 20.00	1.00

Tabla 3.10: Bordo libre en libre en función del ancho de solera

Caudal (m/seg)	Bordo Libre (m)
Menores que 0.50	0.30
Mayores que 0.50	0.40

Una vez calcula el flujo del canal está trabajando bajo un régimen crítico, subcrítico o supercrítico esto se mide con el número de Froude (F).

$$F = \frac{v}{\sqrt{gL}}$$

Dónde:

v = Velocidad media de la sección (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m²/s)

L = Longitud característica de la sección (m)

En canales, la longitud característica viene dada por la magnitud de la profundidad media o tirante medio $y = A/L$ con lo cual se tiene:

El número de Froude puede ser:
$$F = \frac{v}{\sqrt{g \bar{y}}}$$

Flujo Subcrítico, $F < 1$, flujo de baja velocidad, lento, tiene fluencias aguas arriba.
Flujo Crítico, $F = 1$, en este estado, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio.
Flujo Supercrítico, $F > 1$, flujo de gran velocidad, rápido o torrencioso, tiene fluencia aguas abajo.

3.1.13. JUNTAS

Se definen 4 tipos de juntas más usadas en canales:

Juntas de construcción: Este tipo de juntas, son por causas constructivas cuando se interrumpe los trabajos de ese tramo, pero se hace coincidir con otro tipo de juntas.

Juntas de contracción transversales: Previenen el agotamiento transversal debido a la disminución del volumen de concreto o contracción por cambios de temperatura estas juntas deben de instalarse a lo largo del canal con una longitud no mayor a los 5 m.

Juntas de Contracción Longitudinal: Previenen el agrietamiento longitudinal en canales, cuyo perímetro de revestimiento es igual o mayor a 9 m, estas juntas deben de espaciarse entre si cada de 2.5 a 4.5 m.

Juntas de Dilatación o expansión: Cuando el canal entra en contacto con estructuras hidráulicas (obras de arte), se instala esta junta.

3.1.14. CRITERIOS ESPECÍFICOS DE DISEÑO

La compuerta por regla general impone una sección rectangular al canal en su origen pero debe considerar una transición desde esta a la sección definitiva del canal que con más frecuencia es la trapezoidal.

1. Para el diseño del canal propuesto, se está considerando escurrimiento permanente y velocidad media constante, normal a la dirección del flujo, por lo cual en el cálculo hidráulico se utilizó la fórmula de Manning.
2. El coeficiente de rugosidad se ha estimado en $n = 0.014$ para canal revestido con concreto frotachado.
3. El caudal unitario de riego promedio que se considera en la zona es de :

$$q = 1.1 \text{ l/s/ha.}$$

En lo posible se ha trabajado con flujos subcríticos.

De otra parte, el desarrollo del canal se proyectó sobre la base del trazo en planta y secciones transversales cada 20 metros, relacionado con la ubicación de los PI y cuadro de coordenadas calculadas.

La forma de las secciones hidráulicas proyectadas son dos las rectangular y trapezoidal.

Se ha tomado en cuenta las velocidades mínimas y máximas que se estipula en el reglamento, siendo para canales de primer orden la $V_{\min} = 0.60 \text{ m/seg.}$, y la $V_{\max.} = 3 \text{ m/seg.}$, a fin de evitar sedimentación ó erosión según sea el caso.

El bordo libre de los canales se estableció en función del caudal, de acuerdo a las recomendaciones de Bureau of Reclamation.

El espesor del revestimiento del concreto se ha establecido de 5 cm.

Las juntas de construcción según Bureau Reclamación se construyen para prevenir el agrietamiento transversal y longitudinal, debido a la disminución del volumen de concreto por cambios de temperatura y pérdida de humedad. Se ha considerado una separación entre juntas cada 4 m. para juntas de contracción y selladas con sikaflex 1A ó similar y una separación de cada 16 m para las juntas de dilatación.

CAUDAL DE DISEÑO:

Para el presente proyecto de la tesis, se ha calculado el caudal de diseño, empleando la ecuación de la Continuidad:

$$Q = V \times A,$$

Y la fórmula de Manning $Q = AR^{2/3} S^{1/2} / n.$

Entonces para el caudal de diseño, tenemos: $Q_d = q \times A$

Dónde:

Q_d = caudal de diseño, en m³/s.

q = caudal unitario = 1.1 l/s/ha.

A = área a irrigar, en hectáreas.

Entonces tenemos:

$A = 60.0$ hectáreas.

$q = 1.1$ l/s/ha.

$Q_d = 60.00$ ha x 1,1 l/s/ha.

$Q_d = 66$ l/s., asumimos como

$Q_d = 80.00 \text{ l/s}$ (por área a expandir y por razones de pérdida en la conducción y captación)

$Q_d = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$. (caudal de diseño para el canal)

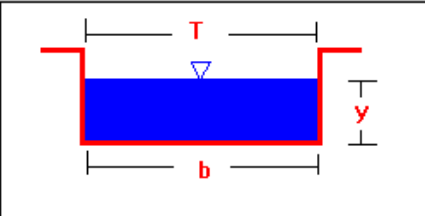
3.1.15. DISEÑO HIDRAULICO DEL CANAL LA RAMADA

APLICANDO H CANALES

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 0+000 A 0+040	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.40	m
Talud (Z)	0	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00651	m/m



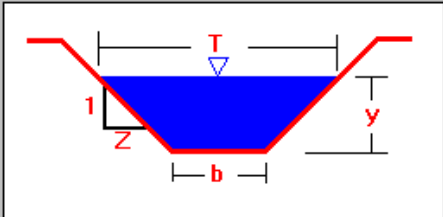
Resultados :

Tirante normal (y)	0.1703	m	Perímetro (p)	0.7406	m
Area hidráulica (A)	0.0681	m ²	Radio hidráulico (R)	0.0920	m
Espejo de agua (T)	0.4000	m	Velocidad (v)	1.1743	m/s
Número de Froude (F)	0.9085		Energía específica (E)	0.2406	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 0+040 A 0+100	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.250	m
Talud (Z)	0.5	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00651	m/m



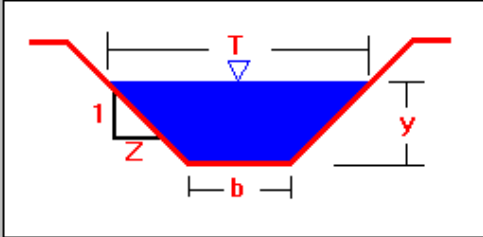
Resultados :

Tirante normal (y)	0.1902	m	Perímetro (p)	0.6754	m
Area hidráulica (A)	0.0657	m ²	Radio hidráulico (R)	0.0972	m
Espejo de agua (T)	0.4402	m	Velocidad (v)	1.2185	m/s
Número de Froude (F)	1.0074		Energía específica (E)	0.2659	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Supercrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 0+100 A 0+180	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.25	m
Talud (Z)	0.5	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00328	m/m



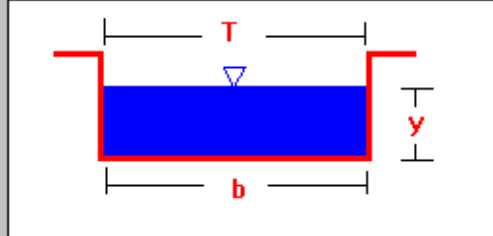
Resultados :

Tirante normal (y)	0.2321	m	Perímetro (p)	0.7689	m
Area hidráulica (A)	0.0849	m ²	Radio hidráulico (R)	0.1105	m
Espejo de agua (T)	0.4821	m	Velocidad (v)	0.9418	m/s
Número de Froude (F)	0.7164		Energía específica (E)	0.2773	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 0+180 A 0+320	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.40	m
Talud (Z)	0	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00328	m/m



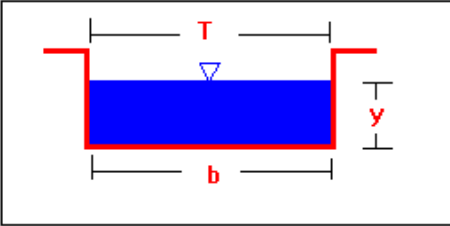
Resultados :

Tirante normal (y)	0.2200	m	Perímetro (p)	0.8400	m
Area hidráulica (A)	0.0880	m ²	Radio hidráulico (R)	0.1048	m
Espejo de agua (T)	0.4000	m	Velocidad (v)	0.9091	m/s
Número de Froude (F)	0.6188		Energía específica (E)	0.2621	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 0+180 A 0+320	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.40	m
Talud (Z)	0	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00328	m/m



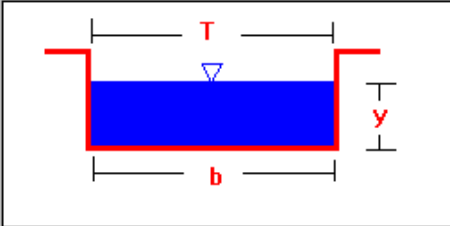
Resultados :

Tirante normal (y)	0.2200	m	Perímetro (p)	0.8400	m
Area hidráulica (A)	0.0880	m ²	Radio hidráulico (R)	0.1048	m
Espejo de agua (T)	0.4000	m	Velocidad (v)	0.9091	m/s
Número de Froude (F)	0.6188		Energía específica (E)	0.2621	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 0+840 A 0+900	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.40	m
Talud (Z)	0	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.01334	m/m



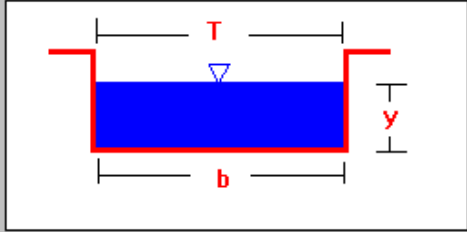
Resultados :

Tirante normal (y)	0.1314	m	Perímetro (p)	0.6627	m
Area hidráulica (A)	0.0525	m ²	Radio hidráulico (R)	0.0793	m
Espejo de agua (T)	0.4000	m	Velocidad (v)	1.5226	m/s
Número de Froude (F)	1.3413		Energía específica (E)	0.2495	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Supercrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 0+900 A 1+660	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.40	m
Talud (Z)	0	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00165	m/m



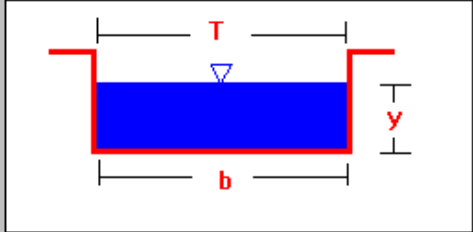
Resultados :

Tirante normal (y)	0.2868	m	Perímetro (p)	0.9736	m
Area hidráulica (A)	0.1147	m ²	Radio hidráulico (R)	0.1178	m
Espejo de agua (T)	0.4000	m	Velocidad (v)	0.6974	m/s
Número de Froude (F)	0.4157		Energía específica (E)	0.3116	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 1+660 A 1+720	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.40	m
Talud (Z)	0	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.01718	m/m



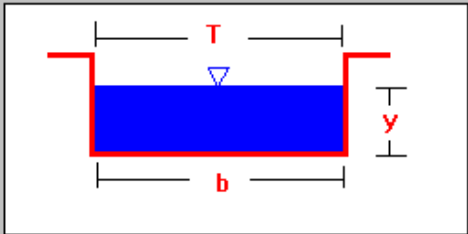
Resultados :

Tirante normal (y)	0.1201	m	Perímetro (p)	0.6402	m
Area hidráulica (A)	0.0480	m ²	Radio hidráulico (R)	0.0750	m
Espejo de agua (T)	0.4000	m	Velocidad (v)	1.6655	m/s
Número de Froude (F)	1.5345		Energía específica (E)	0.2615	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Supercrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 1+720 A 1+880	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.40	m
Talud (Z)	0	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00290	m/m



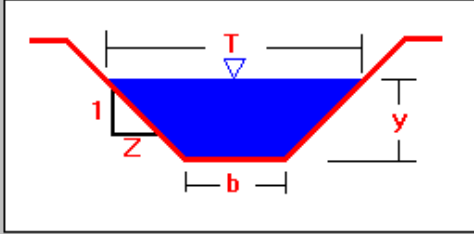
Resultados :

Tirante normal (y)	0.2306	m	Perímetro (p)	0.8611	m
Area hidráulica (A)	0.0922	m ²	Radio hidráulico (R)	0.1071	m
Espejo de agua (T)	0.4000	m	Velocidad (v)	0.8675	m/s
Número de Froude (F)	0.5768		Energía específica (E)	0.2689	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	CANAL LA RAMADA	Proyecto:	TESIS
Tramo:	K 1+880 A 2+000	Revestimiento:	

Datos :

Caudal (Q)	0.080	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.25	m
Talud (Z)	0.5	
Rugosidad (n)	0.014	
Pendiente (S)	.00290	m/m



Resultados :

Tirante normal (y)	0.2404	m	Perímetro (p)	0.7875	m
Area hidráulica (A)	0.0890	m ²	Radio hidráulico (R)	0.1130	m
Espejo de agua (T)	0.4904	m	Velocidad (v)	0.8990	m/s
Número de Froude (F)	0.6738		Energía específica (E)	0.2816	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

3.2.TOMA LATERAL

Un canal según cualquiera sea su orden, derivan agua hacia otros ramales, para esto se construyen obras llamadas tomas laterales, estos dispositivos derivan, y regulan el agua de los canales tanto del principal como los de su ramal.

Las tomas pueden ser compuertas de pared delgada, o en orificios sumergidos, Según la Bureau of Reclamation recomienda usar compuertas cuadradas, cuando se trate de toma entubada. No solo la toma sirve para derivar el agua, también se utiliza para medir el caudal del canal, en caudales pequeños se utilizan tomas con una sola compuerta con la cual la medición del caudal no será muy exacta pero si bastante aproximada. [2]

3.2.1. PERDIDAS DE UNA TOMA EN UN SUB CANAL

En la toma de un sub canal existen varios tipos de pérdida siendo las más importantes las, Pérdidas por derivación, por borde de entrada, por fricción, en el caso de existir elementos adicionales, entonces existirá pérdidas por estas como por compuerta, rejillas, pilares, etc.

3.2.2. PÉRDIDA POR DERIVACION

Según Ven Te Chow, manifiesta “Este fenómeno es complicado porque intervienen numerosas variables y las conclusiones de los estudios al respecto, no es posible generalizarlo”. A continuación se presenta algunos valores del coeficiente de pérdida en tomas, para un ángulo de derivación igual a 90° .

Tabla 3.11: Coeficiente para determinar perdidas por derivación ($\theta = 90^\circ$)

$Q - Q_a / Q$	0.65 a 0.75	0.75 a 0.80	0.80 a 0.85	0.85 a 0.95	0.95 a 0.98
Kd	0.87	0.88	0.89	0.9	0.96

Donde:

$$P_d = K_d (v^2 / 2g)$$

Kd = Coeficiente por perdida de derivación

V = velocidad correspondiente al canal principal o alimentador

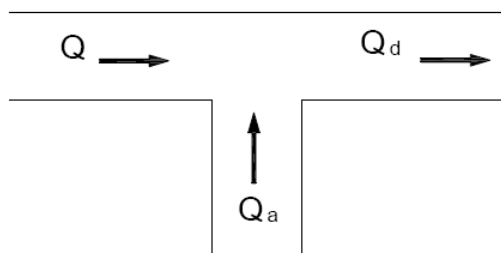


Figura: Caudales en un desvío

3.2.3. PERDIDAS POR BORDE DE ENTRADA

Estas pérdidas están en función al borde de la entrada del canal principal y el canal donde se deriva el agua.

Entradas Circulares en forma de campana: 0.1 hv

Entradas cuadradas con aristas desvastadas en forma de campana: 0.2 hv

Entrada cuadrada con aristas vivas: 0.5 hv

Donde:

$$h_v = (v^2 / 2g)$$

Este tipo de pérdida se puede no se toma en cuenta cuando se ha considerado la pérdida por derivación.

3.2.4. PÉRDIDA POR COMPUERTA

Cuando:

Esta pérdida se analiza si existe compuerta en la entrada de la toma:

$Y1 / a < 1.4$, se emplea la fórmula de orificio con poca carga.

$Y1 / a > 1.4$, se emplea la fórmula de orificio sumergido

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} b (H_1^{\frac{3}{2}} - H_2^{\frac{3}{2}}) \quad \text{Formula del Orificio con poca Carga}$$

$$Q = C a b \sqrt{2g H_o} \quad \text{Formula de Orificio Sumergido}$$

En ambos casos se tiene:

C_d = "C" coeficiente de descarga

$Y1$ = Altura de agua antes de la compuerta

Y_s = Altura de Inmersión

h_s = Diferencias de Niveles antes y después de la compuerta ($H1 - Y_s$)

a = Altura de la Abertura b = Ancho de la Abertura

C_c = Coeficiente de contracción (Véase en Tabla 4.6) L = Distancia a la Compuerta a lo que ocurre en $Y2$

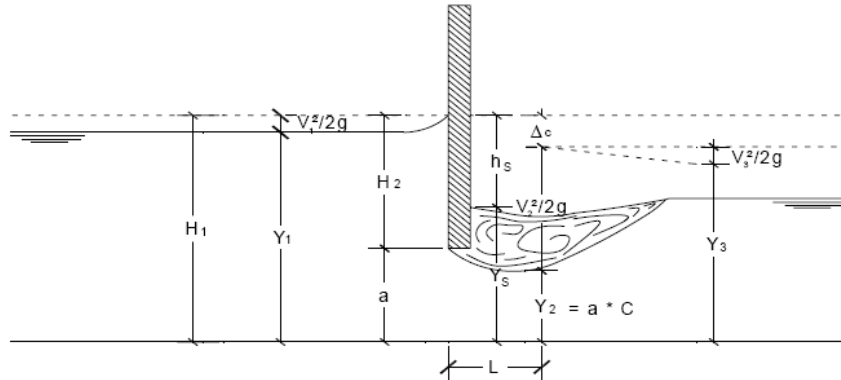
ΔC = Pérdida de Carga en el Resalto

$Y3$ = Tirante alterno o conjugado en $Y2$

H_o = Varia según sea la descarga

Tabla 3.12: Valores de Coeficiente de Contracción Según la relación a/Y_1

a / Y_1	0.00	0.10	0.15	2.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
Cc	0.611	0.615	0.618	0.620	0.622	0.625	0.628	0.630	0.638	0.645	0.650	0.650	0.675	0.690	0.705	0.720	0.745	0.730	0.835	1.000



Es por esto que vemos conveniente adoptar una compuerta tipo adaptable a todas las necesidades, de esta etapa de Mejoramiento de la Infraestructura hidráulica. Con este fin, se está acondicionando una “compuerta tipo” en el cual se precisan las siguientes especificaciones técnicas:

1. Se trata de compuertas metálicas de fabricación nacional.
2. Se usarán perfiles laminados en caliente, de acero estructural A – 36 con esfuerzo permisible 1,280 kg/cm²
3. El mínimo espesor de la plancha metálica y secciones laminadas será de 1/4”
4. Para el mecanismo de izaje se usarán varilla de 1 1/4 de diámetro con 4 hilos por pulgada. Se usará acero especial bonificado con aleación de cromo – molibdeno (acero Bochler VCL 140 o similar).
5. La resistencia máxima a la tracción de este acero bonificado será de 100 kg/mm².
6. La soldadura será del tipo Cellocord punto azul de 1/8”
7. La estructura de concreto en que apoyen estas compuertas tendrá resistencia a la compresión no menor a los 175 kg/cm² con anclajes de acero corrugado de 1/2” de 0.05 metros.

8. Otros criterios que se han tomado en cuenta para el diseño de compuertas son :
- Coeficientes de gasto para descarga libre $C_d=0.62$, para cualquier relación $Y1/A$, donde $Y1$ es el tirante aguas arriba y A la abertura de la compuerta.
 - Las compuertas son con descarga libre.

3.3. DISEÑO HIDRAULICO DEL ALIVIADERO LATERAL

ALIVIADERO LATERAL EN CANAL DE RIEGO-KM 0+040 Pág 1

Este aliviadero consiste en un vertedero lateral en el canal, con la cresta unos pocos centímetros encima del nivel normal del agua. El agua que pasa por el vertedero es recogida por un canal de recolección que se diseña para un caudal variable.

El vertedero de un aliviadero es lateral, es decir que tiene la cresta paralela al eje del canal. Para el caso de eliminación de un exceso de caudal, el aliviadero debe ser calculado con las fórmulas de vertedero lateral. Entonces la altura de agua en el canal sube por encima de la cresta del vertedero, y una parte del agua se desborda por el mismo. Este es un caso de caudal variable y se calcula como vertedero lateral.

Se desprecian las pérdidas por fricción y la caída del fondo debido a la gradiente, por ser valores muy pequeños. Tenemos por lo tanto que la energía específica a lo largo de la cresta del vertedero es una cantidad constante.

Determinación de la longitud de la cresta del vertedero

Datos :

Sección del Canal Rectangular		
Talud lateral del canal	z =	0.00
Nivel de la cresta sobre el fondo del canal (m)	t =	0.80
Caudal normal en el canal (m ³ /s)	Q' =	0.08
Ancho de base de fondo del canal (m)	b =	1.05
Tirante de agua normal (m)	yn =	0.85
Pendiente (m/m)	s =	0.028
Rugosidad	n =	0.016
Caudal en exceso (m ³ /s)	Q1 =	0.15
Caudal que se debe eliminar por el aliviadero (m ³ /s)	Q =	0.07
Caudal q' circula por canal después del aliviadero (m ³ /s)	Q2 =	0.08

Determinación de la altura de agua después del vertedero (y2)

Por Manning : $[(Q1+ Q2) * n / (s^{1/2} * b^{8/3})] = [(y2/b) + z * (y2/b)^2]^{5/3} / [1 + 2 * (y2/b) * (1 + z^2)^{1/2}]^{2/3}$

0.0126 = X

La elaboración del cuadro se realiza conociendo los valores de " b " y " X ", luego se asume el valor de " y2 / b ", del cual, también se obtiene el valor de " X ", que luego se compara con el valor anterior de " X "

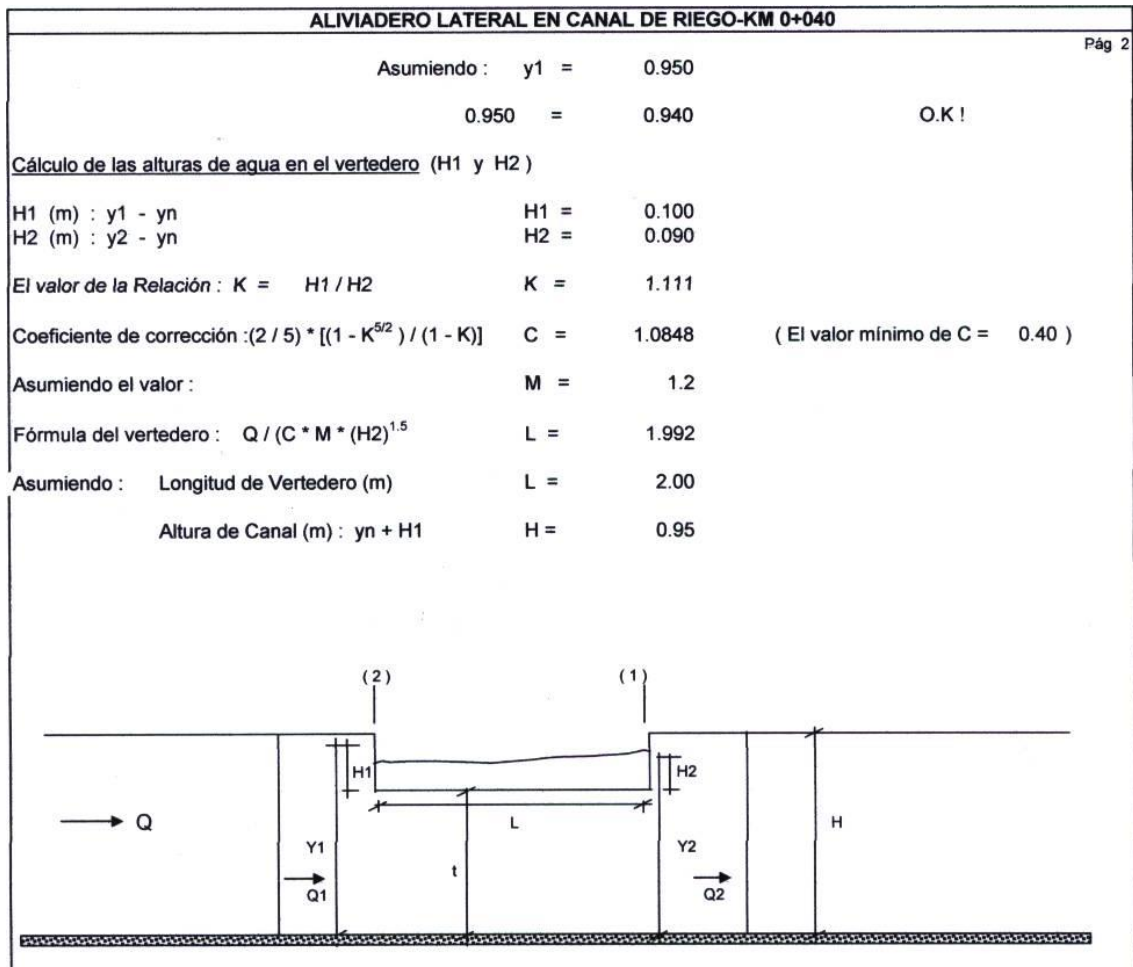
b	X	y2 / b	X	y2
1.05	0.0126	0.2690	0.0841	0.94

Area (m ²) : y2 * b	A2 =	0.99	
Velocidad (m/s) : Q2 / A2	v2 =	0.08	
Carga de velocidad (m) : (v2) ² / (2 * g)	hv2 =	0	
Energía Específica (m) : y2 + hv2	E2 =	0.940	Energía constante en el vertedero

Igualando niveles de energía en (1) y (2)

$$y1 + [(Q1/b)^2 / (2 * g)] / (y1)^2 = E2$$

$$y1 + 0.0010 / (y1)^2 = 0.940$$



3.4.DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR

3.4.1. GENERALIDADES

Es una estructura que permite eliminar las partículas sólidas transportadas por un curso de agua y mayores a un cierto diámetro. Los desarenadores son llamados “depósitos de sedimentación” y la eliminación de los sólidos tiene dos procesos:

3.4.2. SEDIMENTACIÓN DE LOS SÓLIDOS

Se logra disminuyendo la velocidad del agua de forma tal que el flujo pierda su capacidad de transporte y los sólidos se depositen, este efecto se consigue aumentando el ancho del depósito con lo cual se aumenta la sección transversal.

3.4.3. EVACUACIÓN DE LOS SÓLIDOS

Se efectúa mediante compuertas de purga hacia canales de descarga. Un desarenador, esencialmente consta de las siguientes partes:

– **Transición de Entrada**

La dirección del agua. Une el canal con el desarenador. Debe tener un ángulo de divergencia no mayor e $12^{\circ}30'$ y de ser posible, las paredes curvas, tangentes en todo punto a

– **Cámara de Sedimentación**

En la cual las partículas sólidas caen en el fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de sección.

– **Compuerta de lavado**

Por el cual se evacuan los sólidos.

– **Transición de salida**

Para diseñar un desarenador debe elegirse una velocidad de agua adecuada que por experiencia se recomienda 0.2 m/s en la mayoría de los casos, pudiendo adoptarse también valores hasta 0.5 m/s. Así mismo también debe ser lo suficiente largo como para permitir que se decanten las partículas más livianas que las de diseño.

3.4.4. ECUACIONES BÁSICAS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO

Para determinar las características de un desarenador se considera un desarenador rectangular de ancho W, longitud L y profundidad h.

Siendo:

$$W = \frac{Q}{V_o h}$$

- Q : caudal de diseño (m³/s)
- V_o : Velocidad del agua en el desarenador (m/s)
- C : Velocidad de sedimentación de los sólidos en aguas tranquilas (m/s)
- h : Profundidad del agua en el desarenador (m)
- t : tiempo de sedimentación (seg⁹)
- L : longitud de desarenador (m)

Las ecuaciones básicas consideran los siguientes criterios:

a. Análisis del material sólido en suspensión:

Nos permite determinar la concentración C_o (gr/m³) y el diámetro límite por encima del cual se debe remover o evacuar.

b. Criterio de tiempos

Consiste en analizar el tiempo que necesita una partícula sólida para recorrer “L” Y depositarse en el fondo del desarenador.

Sea:

t : tiempo requerido por la partícula que recorre la distancia “h” y con la velocidad “c”

t’ : Tiempo necesario para recorre L con velocidad V_o

se presentan tres casos:

$$t = \frac{h}{c} \qquad t' = \frac{L}{V_o}$$

- si $t' < t$, desarenador sub-dimensionado con una longitud insuficiente que hará que las partículas se depositen aguas abajo del desarenador (en el canal).
- Si $t'=t$, valor correcto en donde la partícula caerá al final del desarenador
- Si $t'>t$, desarenador sobredimensionado lo que significa que los sólidos se depositarán en el fondo del desarenador antes de recorrer el total de la distancia “L”.
- De figuras a, b, y c deducimos que $H = ct$.

$$\text{Caudal : } Q = V_o Wh$$

Ancho :

$$W = \frac{Q}{V_o h}$$

c. Criterio de Volúmenes

Se deduce del anterior criterio. Consiste en considerar que hay un volumen de agua que ingresa en el tiempo “t” el cual debe ser almacenado en el volumen geométrico del desarenador.

Volumen de agua que ingresa en “t” : Qt

Volumen del desarenador : V

Un buen diseño debe cumplir : $V \geq Qt$

$$\therefore WhL \geq Q$$

d. Criterio de Semejanza

Consiste en analizar el movimiento de una partícula sólida en el desarenador y asumir semejanza en el triángulo de velocidades y el triángulo de L y h.

Por Semejanza:
$$\frac{V_o}{C} = \frac{L}{h}$$

$$\therefore L = \frac{V_o h}{c}$$

e. Velocidad de sedimentación

Es la velocidad de caída de los sólidos que se determina mediante gráficos obtenidos de experiencias de laboratorio y para aguas tranquilas. El diámetro límite de los sólidos admitidos para plantas hidroeléctricas depende de muchas variables: velocidad, altura, tipo de turbina.

CUADRO: DIAMETRO LIMITE DE SOLIDOS EN SUSPENSIÓN			
H(m)	D _{lim} (mm)	Turbina	D _{lim} (mm)
< 100	0.2 – 0.01	Pelton	0.2 – 0.4
50 – 100	0.5 – 0.3	Francis	0.4 – 1.0
< 50	1.0 – 0.6	Kaplan	1.0 – 3.0

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte

Las velocidades de caída promedio en aguas tranquilas (según Arkhangelski, 1935) para diferentes diámetros de sólidos de muestra en la Tabla.

CUADRO VELOCIDAD DE CAÍDA PROMEDIO					
Diámetro		Velocidad	Diámetro		Velocidad
mm	Turbina	De caída	mm	Turbina	De caída
		“c” (cm/s)			“c” (cm/s)

0.05		0.178	0.40	Francis	4.32	1.0	Kaplan	9.44
0.10		0.698	0.45	Francis	4.86	2.0	Kaplan	15.29
0.15	Pelton	1.56	0.50	Francis	5.40	3.0	Kaplan	19.58
0.20	Pelton	2.16	0.55	Francis	5.94	5.0	Kaplan	24.90
0.25	Pelton	2.7	0.60	Francis	6.48		Kaplan	
0.30	Pelton	3.24	0.70	Francis	7.32		Kaplan	
0.35	Pelton	3.78	0.80	Francis	8.07		Kaplan	

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte

Sin embargo, cuando el agua está en movimiento se produce turbulencia en el desarenador debido al cambio de sección y pendiente del fondo, esta turbulencia produce una velocidad ascensional que tiende a retrasar el descenso de los sólidos. Por este motivo la ecuación de “L” se le afectará por un coeficiente “K” que toma los siguientes valores:

$$L = K \frac{V_o h}{c}$$

V _o (m/s)	0.20	0.30	0.50
K	1.25	1.50	2.0

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte

“k” para pequeñas velocidades de flujo.

Tiempo de sedimentación

Depende de la profundidad del desarenador, velocidad V_0 y la densidad de las partículas. En la tabla siguiente tenemos tiempos de sedimentación estimados en función del diámetro de las partículas

CUADRO TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN PROMEDIO											
D(mm)	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.15	0.10
T (seg)	7.2	8	9	11	12.5	15	18	25	38	50	70

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte

CAPÍTULO IV:

RESULTADOS

I. CALCULO DE DEMANDA DE AGUA CON FINES DE RIEGO EN LA LOCALIDAD DE SHINAN

Los cultivos a considerar y sus respectivas áreas de siembra son:

CULTIVOS BASE

Cultivo	Area (Ha)	Grupo
Habas	10.0	A
Maíz	28.5	A
Cebada	30.0	D
Papa	50.0	A
Trigo	33.0	D
Arveja	15.0	A
Σ	166.50	

Cultivo	Grupo
Habas	A
Maíz	A
Papa	A
Arveja	A
Σ	

1. CÁLCULO DEL USO CONSUNTIVO: K_c

COEFICIENTE DE CULTIVO " K_c " PARA DIFERENTES ESPECIES Y DE ACUERDO A LOS PORCENTAJES DE CRECIMIENTO, PARA SU EMPLEO EN LA FÓRMULA DE HARGREAVES

CUADRO:

<i>Porcent. De Crecimiento</i>	<i>Grupo A</i>	<i>Grupo B</i>	<i>Grupo C</i>	<i>Grupo D</i>	<i>Grupo E</i>	<i>Grupo F</i>	<i>Grupo G</i>	<i>Grupo H</i>
0%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5%	0.20	0.15	0.12	0.08	1.00	0.60	0.55	0.90
10%	0.36	0.27	0.22	0.15	1.00	0.60	0.60	0.92
15%	0.50	0.38	0.30	0.19	1.00	0.60	0.65	0.95
20%	0.64	0.48	0.38	0.27	1.00	0.60	0.70	0.98
25%	0.75	0.56	0.45	0.33	1.00	0.60	0.75	1.00
30%	0.84	0.63	0.50	0.40	1.00	0.60	0.80	1.03
35%	0.92	0.69	0.55	0.46	1.00	0.60	0.85	1.06
40%	0.97	0.73	0.58	0.52	1.00	0.60	0.90	1.08
45%	0.99	0.74	0.60	0.58	1.00	0.60	0.95	1.10
50%	1.00	0.75	0.60	0.65	1.00	0.60	1.00	1.10
55%	1.00	0.75	0.60	0.71	1.00	0.60	1.00	1.10
60%	0.99	0.74	0.60	0.77	1.00	0.60	1.00	1.10
65%	0.96	0.72	0.58	0.82	1.00	0.60	0.95	1.10
70%	0.91	0.68	0.55	0.88	1.00	0.60	0.90	1.05
75%	0.85	0.64	0.51	0.90	1.00	0.60	0.85	1.00
80%	0.75	0.56	0.45	0.90	1.00	0.60	0.80	0.95
85%	0.60	0.45	0.36	0.80	1.00	0.60	0.75	0.90
90%	0.46	0.35	0.28	0.70	1.00	0.60	0.70	0.85
95%	0.28	0.21	0.17	0.60	1.00	0.60	0.55	0.80
100%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Grupo A: Frijol, maíz, algodón, papas, remolacha, tomate
Grupo B: Olivo, durazno, cirolero, nogal, frutales, caducos
Grupo C: Hortalizas, vid, almendros, ajos
Grupo D: Espárragos, cereales
Grupo E: Pastos, trébol, cultivos de cobertura, plátano
Grupo F: Naranja, limón, toronja y otros cítricos
Grupo G: Caña de azúcar, etc
Grupo H: Arroz

Fuente: Jorge Alfredo Luque. Hidrología Aplicada. Ed. Hemisferio Sur S.A.Bs.As. 1981.pg.175

Cultivo base: Papa		
Cultivo base: Maíz choclo		
Cultivo base: Habas		
Cultivo base: Arveja G.V.		
Periodo Vegetativo:	5	3
El cultivo pertenece al grupo A		
Entonces		
100/5=	20.000	33.333

“ANÁLISIS FUNCIONAL Y ECONÓMICO DE LA CAPTACIÓN DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA - HUARAZ”

% Crec.	Kc.	Interpolac.
0%	0.00	
5%	0.20	
10%	0.36	0.32
15%	0.50	
20%	0.64	
25%	0.75	
30%	0.84	0.81
35%	0.92	
40%	0.97	
45%	0.99	
50%	1.00	0.98
55%	1.00	
60%	0.99	
65%	0.96	
70%	0.91	0.87
75%	0.85	
80%	0.75	
85%	0.60	
90%	0.46	0.38
95%	0.28	
100%	0.00	

Kc.	Interpolac.
0.00	
0.08	
0.15	0.135
0.19	
0.27	
0.33	
0.40	0.395
0.46	
0.52	
0.58	
0.65	0.645
0.71	
0.77	
0.82	
0.88	0.835
0.90	
0.90	
0.80	
0.70	
0.60	0.45
0.00	

Entonces:

Mes	Kc	Mes (Rot.)
Noviembre	0.320	Mayo
Diciembre	0.805	Junio
Enero	0.980	Julio
Febrero	0.870	Agosto
Marzo	0.375	Setiembre

Kc	Mes (Rota)
0.135	Mayo
0.395	Junio
0.645	Julio
0.835	Agosto
0.450	Setiembre

Cultivo Base	Area(Ha)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	OCT	NOV	DIC	Cultivo Rotacion	Area (Ha)
Habas	10.00										Habas	10.00
Maíz	28.50										Maíz	19.00
Cebada	30.00										Papa	20.00
Papa	50.00										-	-
Trigo	33.00										-	-
Arveja	15.00										Arveja	25.00
	166.50	166.50	166.50	166.50	0.00	74.00	74.00	0.00	166.50	166.50	Total	74.00

CULTIVOS BASE  

USO CONSUNTIVO Kc

Cultivo	Area(Ha)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	OCT	NOV	DIC	Cultivo	Area (Ha)
Habas	10.00	0.980	0.870	0.375		0.320	0.805		0.320	0.805	Habas	10.00
Maíz	28.50	0.980	0.870	0.375		0.320	0.805		0.320	0.805	Maíz	19.00
Cebada	30.00	0.645	0.835	0.450		0.320	0.805		0.135	0.395	Papa	20.00
Papa	50.00	0.980	0.870	0.375		0.135	0.395		0.320	0.805	-	-
Trigo	33.00	0.645	0.835	0.450		0.320	0.805		0.135	0.395	-	-
Arveja	15.00	0.980	0.870	0.375		0.320	0.805		0.320	0.805	Arveja	25.00
Area Mensual	166.50	166.50	166.50	166.50	0.00	74.00	74.00	0.00	166.50	166.50	Area Mensual	74.00
Kc Ponderado		0.853	0.857	0.403	0.000	0.320	0.805	0.000	0.120	0.309	Kc Ponderado	

2. CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (Etp)

2.1 MÉTODO DE HARGREAVES (EN BASE A TEMPERATURAS)

El cálculo se realiza mediante la siguiente fórmula:

$$ETP = MF \times TMF \times CH \times CE$$

Dónde:

- Etp = Evapotranspiración potencial (mm/ mes.)
- MF = Factor mensual de latitud (cuadro)
- TMF = Temperatura media mensual (°F)
- CE = Factor de corrección por altitud.

“ANÁLISIS FUNCIONAL Y ECONOMICO DE LA CAPTACIÓN DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA - HUARAZ”

3760

CE 1.0393617

TEMP. PROMEDIO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	OCT	NOV	DIC
	16.80	17.00	17.10	16.90	16.10	14.10	15.10	16.40	16.60	16.40

H R. PROMEDIO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	OCT	NOV	DIC
	85.00	83.00	80.00	78.00	75.00	70.00	67.00	70.00	75.00	78.00

CONVERSION DE LA LATITUD A GRADOS		
LUGAR	LATITUD	ALTITUD(msnm)
HUARAZ	77.43	3760
	9.35	

LATITUD	ENERO	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	OCT	NOV	DIC
9	2.54	2.25	2.36	2.06	1.9	1.72	1.824	2.453	2.448	2.54
9.35	2.551	2.257	2.360	2.053	1.886	1.706	1.812	2.456	2.457	2.553
10	2.57	2.27	2.36	2.04	1.86	1.68	1.79	2.46	2.47	2.58

“ANÁLISIS FUNCIONAL Y ECONOMICO DE LA CAPTACIÓN DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA - HUARAZ”

MES	Dias por Mes	T (°C)	TMF	HR	CH	CE	MF
			$(9/5)*C+32$				
ENE	31	16.80	62.24	85.00	0.680	1.039	2.551
FEB	28	17.00	62.60	83.00	0.664	1.039	2.257
MAR	31	17.10	62.78	80.00	0.664	1.039	2.360
ABR	30	16.90	62.42	78.00	0.689	1.039	2.053
MAY	31	16.10	60.98	75.00	0.669	1.039	1.886
JUN	30	14.10	57.38	70.00	0.723	1.039	1.706
JUL	31	15.10	59.18	67.00	0.723	1.039	1.812
AGO	31	16.00	60.80	64.00	0.737	1.039	2.020
SET.	30	16.40	61.52	66.00	0.713	1.039	2.198
OCT	31	16.40	61.52	70.00	0.704	1.039	2.456
NOV	30	16.60	61.88	75.00	0.711	1.039	2.457
DIC	31	16.40	61.52	78.00	0.723	1.039	2.553

3. CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL (Etr)

$$Etr = Kc \times ETp$$

Donde:

Etr = Evapotranspiración Real en mm/mes.

ETp = Evapotranspiración potencial en mm/mes.

Kc = Coeficiente de cultivo.

		Kc	ETp	Etr
		(mm/mes)	(mm/mes)	
		0.853	112.22	95.75
		0.857	97.51	83.54
		0.403	102.25	41.25
		0.000	91.77	0.00
	25.59			
	59.22			
	80.58	78.97		
		94.08	81.85	
		100.21	39.61	
		110.56	0.00	
		112.35	13.48	
		118.02	36.41	

4. CALCULO DE LA PRECIPITACION EFECTIVA (Ppe)

Cuadro para obtener la Ppe

Pp (mm)	Pp Efec %
5	0
30	95
55	90
80	82
105	65
130	45
155	25
Mas de 155	5

MES	PP	Pe
	(mm)	(mm)
ENE	83.11	68.77
FEB	83.66	71.68
MAR	103.98	82.54
ABR	62.10	52.07
MAY	18.83	13.14
JUN	9.17	3.96
JUL	2.55	0.00
AGO	6.51	0.00
SEP	32.03	25.57
OCT	60.04	50.38
NOV	57.53	48.53
DIC	61.47	51.55

FUENTE: USER UNITED BOREAU OF RECLAMATION

“ANÁLISIS FUNCIONAL Y ECONOMICO DE LA CAPTACIÓN DE AGUA DE LA QUEBRADA MAKU MEDIANTE UNA BOCATOMA DE BARRAJE MIXTO Y BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL DISTRITO DE PIRA - HUARAZ”

MES	Etp (mm)	Kc	Etr (mm)	Pp (mm)	Pp Efec (mm)	DEM. B. (mm)	DEM. NETA. (m3)	Mod. Riego (lt/seg/ha)	Nº de días en el mes	AREA ha.
	1	2	1*2=3	4	5	3-5=6	6*Ha/ef=7	10/Ha		
ENE	112.22	0.853	95.75	83.108	68.77	26.98	59493.033	0.21	31	166.50
FEB	97.51	0.857	83.54	83.658	71.68	11.86	26163.592	0.10	28	166.50
MAR	102.25	0.403	41.25	103.975	82.54	-41.29	-91063.054	-0.32	31	166.50
ABR	91.77	0.000	0.00	62.100	52.07	-52.07	0.000	0.00	30	0.00
MAY	79.97	0.320	25.59	18.833	13.14	12.45	12201.110	0.10	31	74.00
JUN	73.56	0.805	59.22	9.167	3.96	55.26	54160.018	0.44	30	74.00
JUL	80.58	0.980	78.97	2.550	0.00	78.97	77401.434	0.61	31	74.00
AGO	94.08	0.870	81.85	6.508	0.00	81.85	80221.941	0.63	31	74.00
SEP	100.21	0.395	39.61	32.025	25.57	14.04	13757.676	0.11	30	74.00
OCT	110.56	0.000	0.00	60.042	50.38	-50.38	0.000	0.00	31	0.00
NOV	112.35	0.120	13.48	57.533	48.53	-35.05	-77290.005	-0.28	30	166.50
DIC	118.02	0.309	36.41	61.467	51.55	-15.14	-33385.440	-0.12	31	166.50

ETP :Evapotranspiración potencial
 Kc :Coeficiente de cultivo ponderado
 ETR :Evapotranspiración real

PE :precipitación efectiva
 Ef. :Eficiencia

Ef = 75.5%

El caudal máximo requerido es : 46.98 lt/seg

**BALANCE DE OFERTA- DEMANDA
CON PROYECTO**

MES	DEM (Lts/seg)	OFERTA (Lts/seg)	BALANCE (Lts/Seg)
ENE	34.84	250.00	215.16
FEB	16.96	220.00	203.04
MAR	-53.33	180.00	233.33
ABR	0.00	47.00	47.00
MAY	7.15	47.00	39.85
JUN	32.78	47.00	14.22
JUL	45.33	47.00	1.67
AGO	46.98	47.00	0.02
SEP	8.33	47.00	38.67
OCT	0.00	100.00	100.00
NOV	-46.77	140.00	186.77
DIC	-19.55	180.00	199.55

DISEÑO DE LA BOCATOMA

4.0 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS DEL RIO.

Caudal: $Q_{max} = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$
Pendiente: $S_{río} = 0,003$
Coef. Rugosidad: $n = 0,028$ Según Características del río.

Fuente: Lineamientos para el Diseño de Tomas de Captación

a. Cálculo del Ancho Mínimo del Rio.

Metodo de Blench.

$$B = 1.81 \sqrt{\frac{Q * F_b}{F_s}}$$

Dónde: B : ¿? Ancho del Rio
 Q : 1,00 Caudal Máximo (Q_{max})
 F_b : 1,20 Factor de Fondo (Material Grueso)
 F_s : 0,20 Factor de Orilla (Arcilla Sedimentaria)

$$B = 4,43 \text{ m.}$$

Metodo de Pettit.

$$B = 2.45 * Q^{0.5}$$

Dónde: B : ¿? Ancho del Rio
 Q : 1,00 Caudal Máximo (Q_{max})

$$B = 2,45 \text{ m.}$$

Metodo de Alzuin.

$$B = A * \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}}$$

Dónde: B : ¿? Ancho del Rio
 Q : 1,00 Caudal Máximo (Q_{max})
 A : 0,90 Para Causes Formados por Cantos rodados, Roleo y Guijarros; pendientes cercanas a la crítica
 S : 0,0030

$$B = 2,88 \text{ m.}$$

Para el Diseño del Barraje se considerara un Ancho de encausamiento de: 1.50 m: ojo

$$\begin{aligned} B &= 3,26 \text{ m.} \\ B_{\text{Barraje}} &= 2,76 \text{ m.} \\ B_{\text{Compuerta}} &= 0,50 \text{ m.} \end{aligned}$$

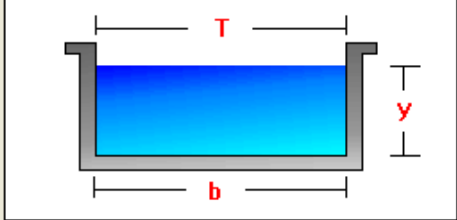
Considerando al rio con una Sección rectangular.

Cálculo de tirante normal sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar: SHINAN- SECTOR MAKU **Proyecto:** DE IRRIGACION INCA
Tramo: 0+000 - 2+500 **Revestimiento:**

Datos:

Caudal (Q):	1	m ³ /s
Ancho de solera (b):	3.26	m
Talud (Z):	0	
Rugosidad (n):	0.028	
Pendiente (S):	0.003	m/m



Resultados:

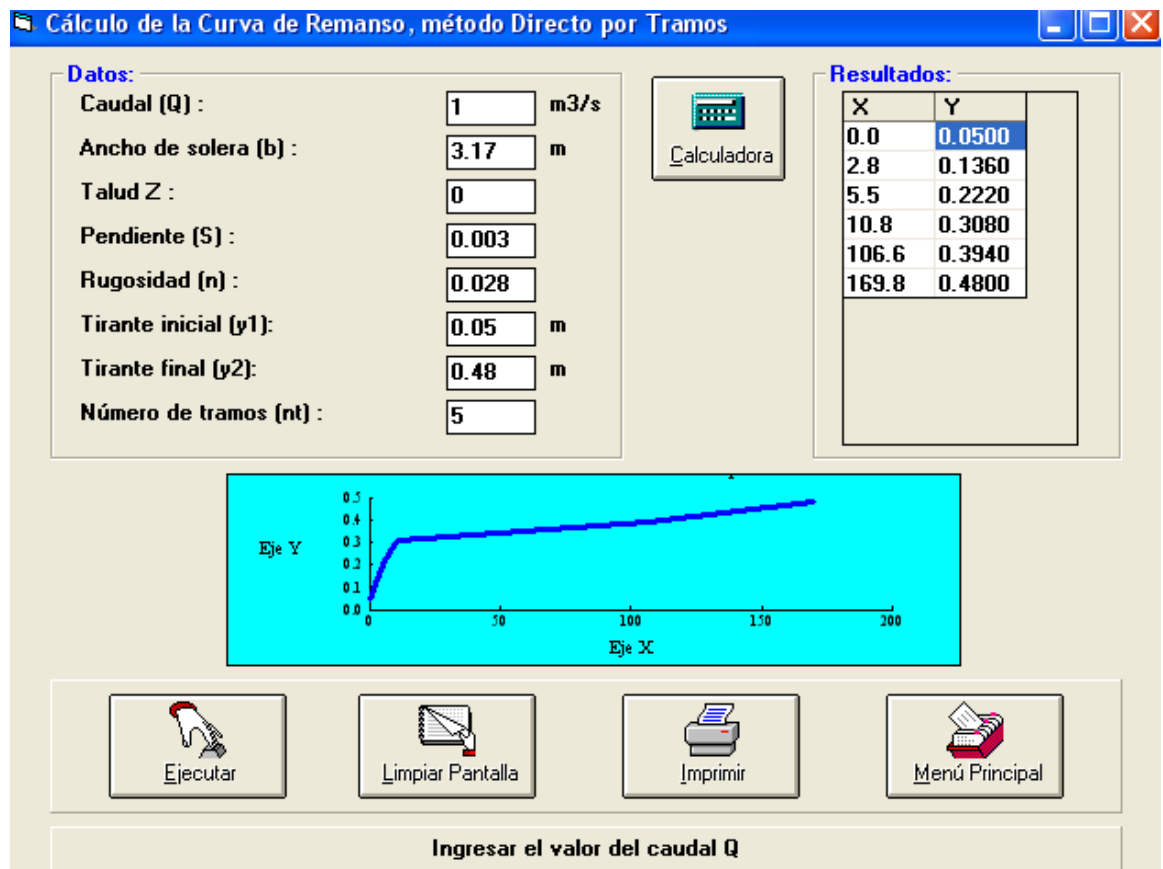
Tirante normal (y):	0.3561	m	Perímetro (p):	3.9722	m
Area hidráulica (A):	1.1608	m ²	Radio hidráulico (R):	0.2922	m
Espejo de agua (T):	3.2600	m	Velocidad (v):	0.8615	m/s
Número de Froude (F):	0.4609		Energía específica (E):	0.3939	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico				

Ejecutar **Limpiar Pantalla** **Imprimir** **Menú Principal**

Ejecuta las operaciones

4.1. CURVAS DE REMANSO AGUAS ARRIBA.

$$Q = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$S = 0,003 \text{ Aguas Arriba}$$



DISEÑO DE BOCATOMA

4.1. CARACTERÍSTICAS DEL CANAL DE DERIVACION.

Para Máxima Eficiencia Hidráulica

Diseño para una sección trapezoidal de máxima eficiencia hidráulica

Lugar: KANIN - COLCABAMBA **Proyecto:** CANAL KANIN-COLCA.

Tramo: 0+000 **Revestimiento:** CONCRETO

Datos:

Caudal (Q): 0.060 m³/s

Talud (Z): 0

Rugosidad (n): 0.014

Pendiente (S): 0.0117 m/m

Resultados:

Tirante (y): 0.1483 m

Perímetro (p): 0.5933 m

Radio hidráulico (R): 0.0742 m

Velocidad (v): 1.3638 m/s

Energía específica (E): 0.2431 m-Kg/Kg

Ancho de solera (b): 0.2966 m

Área hidráulica (A): 0.0440 m²

Espejo de agua (T): 0.2966 m

Número de Froude (F): 1.1306

Tipo de flujo: Supercrítico

Ejecutar Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal

Ingresar el nombre del lugar del Proyecto

Para Efectos de Construcción Considerar las Sigüientes Características del Canal:

y =	0,2	m.
b =	0,40	m.
bl =	0,15	m.
H =	0,35	m.

Según: Máximo Villon, "Hidráulica de Canales" Pag. 143

4.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA VENTANA DE CAPTACION.

Para Épocas de Estiaje Según Monsen Krave:

$$Q = 1.84 L h^{\frac{3}{2}} \quad \text{Sin Contracción}$$

Dónde: Q : 0,060 m³/s Caudal de Demanda
Asumido L : 0,50 m. Ancho de la Longitud de la Ventana

$$h = 0,162 \text{ m.}$$

Pérdida de energía en la Ventana de Captación (Entrada)

$$Pe = Khv$$

Pero:

$$h_v = \frac{(V_{\text{rio}} - V_{\text{Estruc. de Retencion}})^2}{2g}$$

Dónde: V_{rio} : 0,8615 m/s Velocidad de llegada del Rio
Asumido V_{estruc.} : 1,00 m/s
g : 9,81 m/s²

$$hv = 0,001$$
$$K = 0,5$$

$$Pe = 0,0005 \text{ m.}$$

Perdida en la Entrada de las Rejillas

$$Pr = K \left(\frac{t}{b} \right)^{\frac{4}{5}} \text{Sen}(h_v)$$

Dónde:

α = 90,00
K = 2,42 Coeficiente en función del material y sección transversal de la barra. (Platino = 2.42)
t = 0,013 Espesor de la rejillas Ø=1/2"
b = 0,204 Espaciamiento Neto entre rejillas 4"
t/b = 0,064
hv = V²/(2*g) = 0,038

$$Pr = 0,010 \text{ m.}$$

Por lo Tanto:

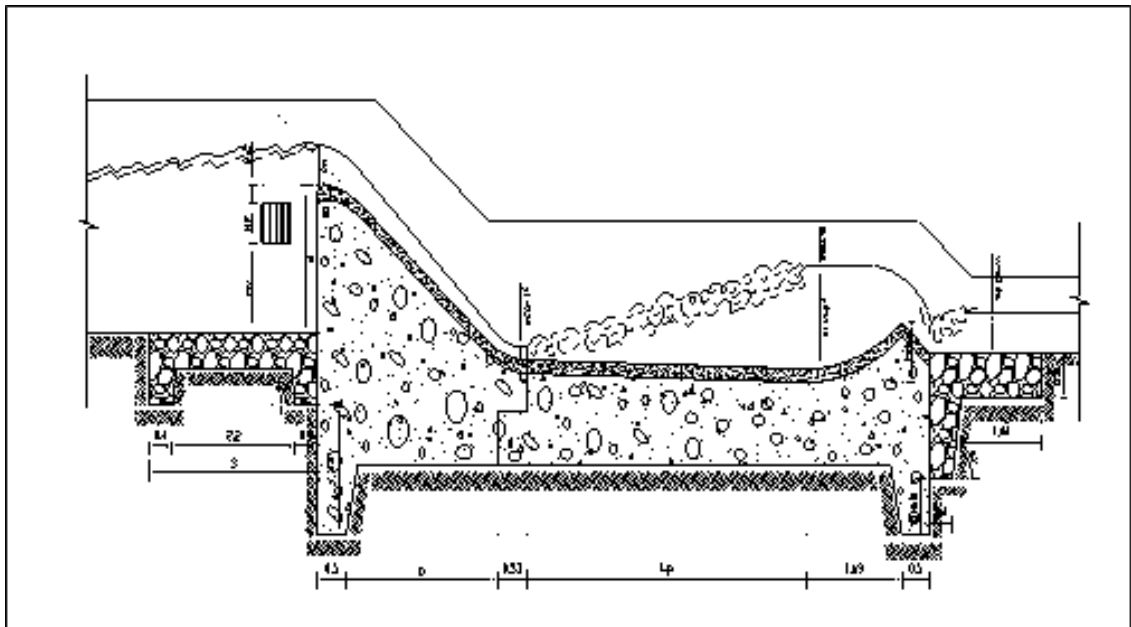
$$h_f = h + p_e + p_r$$

$$h_f = 0,173 \text{ m.}$$

Para el Diseño se Considerara

$$0,300 \text{ m.}$$

4.3. CARACTERISTICAS DEL BARRAJE



Altura del Barraje (P):

$$P = h_v + h_f + \Delta h$$

Donde: h_v : 0,50 Asumido

h_f : 0,30

Δh : 0,2 Asumido

P = 1,00 m.

3.2.5 DISEÑO DEL DESARENADOR

Qd =	0.06	m ³ /seg	Caudal de Diseño
d =	0.2	mm	Diámetro de Partículas de Arrastre
d =	0.02	cm	
T ° =	18	°C	Temperatura de Ambiente
S =	2.5		Pendiente de canal (%)

$v_{T=18^{\circ}C} = 1.061 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{seg}$

$v_{T=18^{\circ}C} =$	0.010618	cm ² /seg
-----------------------	-----------------	----------------------

Suponiendo Régimen Laminar:

Por Stokes:

$$V_s = \frac{gd^2(s-1)}{18\nu}$$

$$V_s = \frac{981(0.02)^2(2.42-1)}{18(0.010618)}$$

$$V_s = \mathbf{3.08 \text{ cm/s}}$$

$$Re = \quad > \mathbf{0.5}, \text{ por lo tanto no es un flujo laminar, sino de}$$

$$Vs.(d/\nu) = \mathbf{5.8} \text{ Transición}$$

Termino de la Velocidad de Sedimentación

$$V_s = (g(s-1)\nu)^{1/3}$$

$$V_s = (981(2.42-1)0.010618)^{1/3}$$

$$V_s = \mathbf{2.45 \text{ cm/s}}$$

Comprobamos nuevamente: Re

$$Re =$$
$$Vs.(d/v) = 4.61$$

Se determina el coeficiente de arrastre: CD

$$CD = \frac{24}{Re} + \frac{3}{(Re)^{1/2}} + 0.34$$

$$CD = 6.94$$

Velocidad de Sedimentación

$$V_s = \left(\frac{4 * g * (s - 1) * d}{3 * C_D} \right)^{1/2}$$

$$V_s = 2.377 \text{ cm/s}$$

Cálculo de Área Superficial

$$A_s = \frac{Q * 1.75}{V_s}$$

$$A_s = 4.417 \text{ m}^2$$

Cálculo de Longitud de Desarenador

$$L = \frac{A_s}{B}$$

B = Ancho

L = Largo

H = Altura

$$L = \frac{4.417}{1}$$

$$L = 4.42$$

TOMAMOS: L = 4.5 m H = 0.6

TENIENDO EN CUENTA LA RELACION DE DIMENSIONES:

$$3 < L/B < 6 \quad \text{OK}$$

$$5 < L/H < 20 \quad \text{OK}$$

DIMENSIONES TOMADAS

$$B = 1.00$$

$$L = 4.50$$

$$H = 0.60$$

Altura del Barraje (P):

$$P = h_v + h_f + \Delta h$$

Dónde: h_v : 0.50 Asumido

h_f : 0.30

Δh : 0.2 Asumido

$$P = 1.00 \text{ m.}$$

Carga de Agua Sobre la Cresta del Barraje (Hd):

$$Q = \frac{2}{3} (uB\sqrt{2g}) \left[\left(H_d + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

Dónde : $Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{s.}$ Caudal del Rio

$B = 2.76$

Coefficiente del Vertedero

$u = 0.75$

$V = 0.862 \text{ m/s.}$

Reemplazando en la Formula:

$$H_d = 0.27 \text{ m.}$$

Velocidad de Agua Sobre la Cresta (Vc):

$$V_c = \frac{Q}{B * H_d}$$

$$V_c = 1.341 \text{ m/s.}$$

Carga de Energía (h_e):

$$h_e = H_d + \frac{V_c^2}{2g}$$

$$h_e = 0.362 \text{ m.}$$

Coordenadas del Barraje (x,y):

La Ecuación General del Talud según U.S. Bureau Of Reclamation y desarrollado por Water Way.

$$X^n = K (H_d)^{n-1} Y$$

Talud Aguas Arriba del Barraje	K	n
Vertical (0)	2.000	1.850
3:1 (0.333)	1.936	1.836
3:2 (0.666)	1.810	1.810
3:3 (1.000)	1.873	1.776

Talud de Aguas Arriba del Barraje (Vertical =0)

$$Y = 1.317 x^{1.85}$$

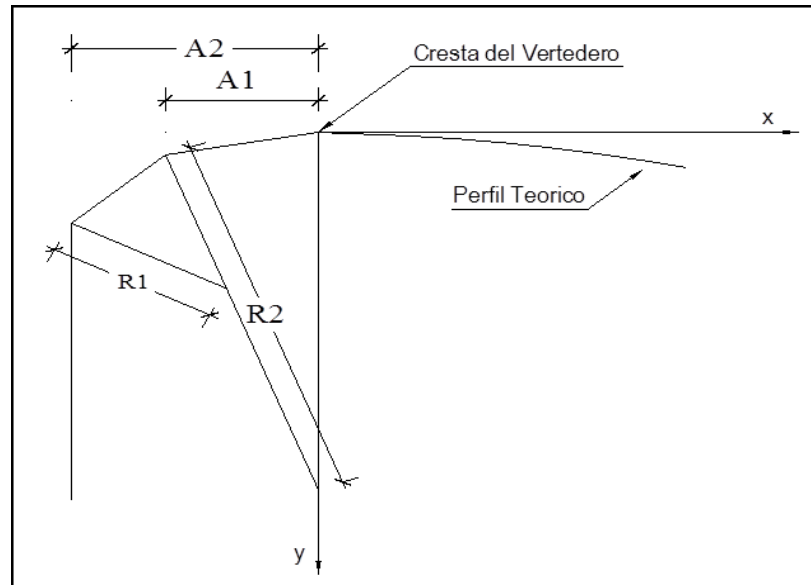
X	Y
0.00	0.000
0.10	0.019
0.20	0.067
0.30	0.142
0.40	0.242
0.50	0.365
0.60	0.512
0.70	0.681
0.80	0.872
0.90	1.084
1.00	1.317
1.20	1.845
1.40	2.454
1.60	3.142
1.80	3.907

X h_e
0.36

X	Y
0.0000	0.000
0.0362	0.003
0.0723	0.010
0.1085	0.022
0.1446	0.037
0.1808	0.056
0.2169	0.078
0.2531	0.104
0.2892	0.133
0.3254	0.165
0.3616	0.201
0.4339	0.281
0.5062	0.374
0.5785	0.478
0.6508	0.595

2.00	4.748
2.20	5.663
2.40	6.652
2.60	7.714
2.80	8.848
3.00	10.052

0.7231	0.723
0.7954	0.862
0.8677	1.013
0.9400	1.175
1.0124	1.347
1.0847	1.531



$$A_1 = 0.175 H_d = 0.047 \text{ m.}$$

$$A_2 = 0.282 H_d = 0.076 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.20 H_d = 0.054 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.50 H_d = 0.135 \text{ m.}$$

Altura Total del Barraje (Ht):

$$H_t = r + P$$

$r = 0.60$ Asumiendo: (Cimiento del Barraje)

$$H_t = 1.60 \text{ m.}$$

Altura del Muro de Encausamiento:

$$H_M = r_c + P + h_d + BL$$

$BL = 0.20$ m. Asumido

$$H_t = 2.07 \text{ m.}$$

Dimensionamiento de la base del Barraje (b):

$$W \left(\frac{b}{3} \right) - F \left(\frac{H_t}{3} \right) - S_p \left(\frac{b}{6} \right) = 0$$

Pero : $S_p = b H_t \gamma_o$
 $F = 1/2 (H_t)^2 \gamma_o$
 $W = 1/2 b (H_t) \gamma_c$

Reemplazando y Despejando :

$\gamma_o = 1000 \text{ Kg/m}^3$
 $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$$b = H_t \left(\frac{\gamma_o}{\gamma_c - \gamma_o} \right)^{0.5}$$

$$b = 1.35 \text{ m.}$$

Para el Diseño se Considerara: **1.35 m.**

Curva de Transición: Entre el Barraje y la Poza de Disipación:

Derivando la ecuación se tiene

Considerando : $z = 1.5$ (Sugerido para Rectangular)

$$\frac{d_y}{d_x} = 2.10(1.85)X^{-0.85} = \text{tg}\theta = \frac{1}{1.5} = 0.667$$

De donde: $\theta = 33.69$
 $X = 0.22 \text{ m}$
 $Y = 0.08 \text{ m}$

Sabemos que la ecuación de una recta es:

$$y = ax + b \dots\dots\dots(6)$$

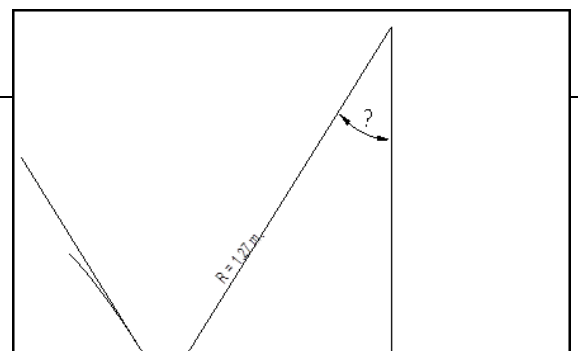
Reemplazando los valores de X y Y obtenemos:

$a = 0.667$
 $b = -0.067$

$$y = 0.667x - 0.067 \dots\dots\dots(7)$$

Determinamos las coordenadas con las ecuaciones: (5) y (7)

X	Y	y
0.00	0.0000	-0.0670
0.04	0.0028	-0.0429
0.07	0.0102	-0.0188
0.11	0.0216	0.0053



0.14	0.0368	0.0295
0.18	0.0556	0.0536
0.22	0.0779	0.0777
0.25	0.1037	0.1018
0.29	0.1327	0.1259
0.33	0.1650	0.1500
0.36	0.2005	0.1742
0.43	0.2810	0.2224
0.51	0.3737	0.2706
0.58	0.4784	0.3189
0.65	0.5949	0.3671
0.72	0.7230	0.4153
0.80	0.8624	0.4635
0.87	1.0130	0.5118
0.94	1.1746	0.5600
1.01	1.3472	0.6082
1.08	1.5307	0.6565

La intersección de la curva y la línea será:

$$\begin{aligned} X &= 0.2500 \\ Y &= 0.1037 \\ y &= 0.1018 \end{aligned}$$

Calculo del Radio de la curva de llegada:

Por Trigonometría se tiene:

$$R = \frac{x}{\text{sen } \theta}$$

R = 0.45 m.

Calculo de los Tirantes Conjugados :

Tirantes Conjugados Menor (y_1) :

Aplicando Energía en los tramos (0) y (1)

$$E_o = C_o + P + h_e$$

$$E_1 = C_1 + y_1 + H_{y1} \dots\dots\dots(1)$$

$$H_{y1} = \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots(2)$$

Dónde :

Igualando (1) y (2) y Reemplazando Datos se Tiene :

Considerando : $(C_o - C_1) = e = -0.40$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.96 \dots\dots\dots(3)$$

Por Continuidad : $Q_o = Q_1$

$$Q_o = V_o A_o$$

$$Q_1 = V_1 A_1$$

$$y_1 = \frac{Q_o}{V_1 b} = \frac{0.37175}{V_1} \dots\dots\dots(4)$$

De (3) y (4) se Obtiene: 0.36189178

$$y_1 = 0.10 \text{ m}$$

$$V_1 = 3.72 \text{ m/s}$$

resolver con

Tirante Conjugado Mayor (y₂) :

Por lo Tanto : $Y'_2 = Y_2 - Y_1 > Y_n \dots\dots\dots Ok$ $Y_2 = 0.1145$
 $Y'_2 = 0.017 > Y_n = 0.356 \text{ ok}$ Del H canales

IV. LONGITUD DE LA POZA DISIPADORA

según Siëñchin:

Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
K	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

$$L = K (y_2 - y_1)$$

L =	0.09	m.
------------	-------------	-----------

Para el Diseño se Considerara: **1.60 m.**

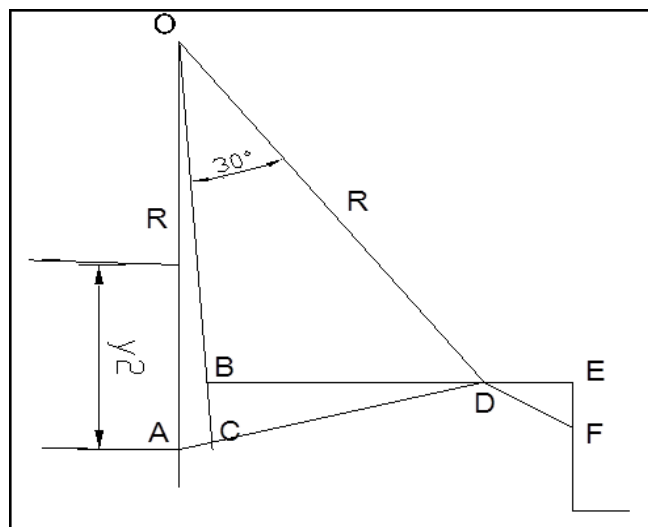
Espesor de la Poza Disipadora:

$$e = \frac{H_t \gamma_o}{\gamma_c}$$

e =	0.42	m.
------------	-------------	-----------

Para el Diseño se Considerara: **0.45 m.**

V. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA TERMINAL.



Según el libro: " Presas Derivadoras de la S.A.R.H.", Considera:

$$R = 2.5 d \text{ a } 3.0 d$$

$$\theta = 30^\circ \text{ a } 45^\circ$$

Dónde: d : Tirante de agua antes del Deflector.

$$y_1 = 0.10 \text{ m.}$$

$$v_1 = 3.72 \text{ m/s}$$

Reemplazando los valores en la ecuación (12) se tiene:

$$y_2 = 0.11 \text{ m.}$$

Entonces Adoptando los Promedios se tiene:

$R = 2.7 \text{ d}$	=	0.31	
$\theta = 30^\circ \text{ a } 45^\circ$	=	35	°
$\alpha = \text{Arc tan } (0.06)$	=	3.43	°
$AC = R \text{ Sen}\alpha$	=	0.02	m.
$BD = R \text{ Sen}\theta$	=	0.18	m.
$CD = R \text{ Cos}\alpha$	=	0.31	m.
$BO = R \text{ Cos}\theta$	=	0.25	m.
DF	=	0.40	m. (valor propuesto)
$DE = DF \text{ Cos}\theta$	=	0.33	m.
$EF = DF \text{ Sen}\theta$	=	0.23	m.

CAPÍTULO V:

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En la presente tesis se ha llegado a las siguientes conclusiones

- Tanto las bocatoma mixtas como las bocatoma tirolesas necesitan de un desarenador.
- Una bocatoma mixta requiere necesariamente de un azud para asegurar el ingreso de agua, mientras que la toma tirolesa capta toda el agua que pasa por encima hasta la capacidad de ingreso de agua por la rejilla.
- Las bocatoma mixtas son más favorables en el caso de ríos con baja pendiente, menor a 1%, mientras que las bocatoma tirolesas son más favorables en el caso de ríos con pendiente mayores a 1%.
- En el caso de ríos de cauce recto, es más favorable una bocatoma tipo tirolesa, mientras que en ríos con curvas, es más favorable la bocatoma mixta, siempre que la bocatoma se ubique el codo exterior.
- En el caso de ríos con alta cantidad de material en suspensión es más favorable la bocatoma mixta combinada con buen desarenador.
- Por el estudio topográfico

Para la elaboración del plano se generó una nube de puntos, que es la posición verdadera que tienen todos y cada uno de los puntos tomados en campo, a partir del archivo de texto obtenido en el procesamiento de coordenadas, resultando un una topografía accidentada y ondulada, como se muestra en los planos.

- Por el estudio de mecánica de suelos se concluye:
 - La cobertura del área del proyecto presenta dos tipos de constituyentes: a).- Un macizo rocoso, conformado por pseudocapas de volcánicos de andesitas y dacitas cuarzosas, y
 - Suelos de naturaleza franco gravosa, tipo: GP-SC/SM variando ligeramente a un suelo SC-GP/SM.
 - El macizo rocoso, en sus sectores de la margen derecha e izquierda de acuerdo a los análisis de campo, posee un diaclasamiento moderado, espaciamiento y resistencia que permiten clasificarla como calidad A o Muy buena, apta para servir como la base (fundamento) de estructuras civiles.
 - El suelo por su constitución y distribución (en sentido vertical); ofrece las garantías para poder establecer el fundamento de la captación componente del proyecto.

- Por los estudios de la demanda de agua de los cultivos y área a irrigar se tienen:
 - La infraestructura está diseñada para irrigar a 203 has y beneficiara a 415 usuarios directos en el total del proyecto y de 122 beneficiarios más dedicados a la agricultura solamente en periodo de lluvias, como actividad económica principal. Los cultivos principales son: trigo, pastos, cebada, papa, alfalfa y otros cultivos en menor escala.
 - Se determinó lo coeficiente de cultivo "kc" para diferentes especies y de acuerdo a los porcentajes de crecimiento, para su empleo en la fórmula de Hargreaves valores de 0.12 a 0.857
 - Se calculó de la evapotranspiración potencial (ETP) con valores de 2.45 a 3.81 mm/día.
 - La demanda de riego es de 46.98 l/s, pero considerando pérdidas de captación conducción y operación se derivara 60l/s.

- Para el diseño de la bocatoma se tienen:
 - Captación de Quebrada
 - Partida que describe el conjunto de 03 estructuras que tiene la captación, el cual suma un caudal de 60 l/s cuyo objeto es desviar las aguas que escurren sobre la solera hacia el sistema de conducción. Cuenta con muros de concreto armado $f'c=175\text{kg/cm}^2$ y en la parte media, rejilla de $\frac{1}{2}$ ” @ de 3” y 4”.
 - El perfil calculado para el $Q_{\text{max}} = 1\text{m}^3/\text{seg}$. Es para épocas de venidas máximas de caudal. Su periodo de retorno es de 20 años.
 - Por la topografía en esta zona se determina una pendiente del río de 0.003
 - Por las características del río se tiene una rugosidad $n = 0.028$
 - El ancho del río es de 3.26m
 - Para el Diseño del Barraje se considerara un Ancho de encausamiento de: 1.50 m, ancho de barraje 2.76m y ancho de compuerta 0.50m.
 - Ventana de captación de 0.50 *0.16 m
 - Profundidad de llegada $P=1\text{m}$
 - Longitud de poza disipadora 1.60m con una espesor de 0.45m, etc

- El desarenador tiene las siguientes características
 - Se ha proyectado esta obra de arte comprendido por un canal de entrada de $L=4.50\text{ m}$, $b=1.00\text{ m}$, $H=0.60\text{ m}$ con concreto $f'c=175\text{ kg/cm}^2$, el desarenador tiene una transición de entrada de 0.40 m. una nave de 4.50 m., con espesor de muros de 0.15 m., Para la evacuación de los sedimentos depositados en el desarenador será por intermedio de un canal de limpia de 1.00 m., y controlados por una compuerta metálica tipo oruga de 0.20 m. x 0.49 m. $H=0.80\text{ m}$, espesor de muros de 0.15 m., el sistema continua a través de una transición de 1.00 m. de largo $b=0.15\text{ m}$, $H=0.30\text{ m}$, que llega al Canal de Derivación cuyas dimensiones interiores son 0.40 x 0.35 m., espesor de muros de 0.15 m., profundidad de 0.55 m., con la finalidad

de darle la carga hidráulica suficiente para la entrada al sistema entubado que en todo el tramo tiene un diámetro de 200 mm .

- Canal de Derivación: 13.5 m de longitud, donde se construirá un canal de concreto con secciones de 0.4 x 0.35 x 0.15m, con esta infraestructura logramos conducir el agua hacia el desarenador.
- Tomas Laterales (05) el cual describimos a continuación: la sección externa será de 2.25m de largo x 1.25m de ancho x 0.60m de alto, con un solado o falso piso de 0.10m, los muros serán de 0.10 y 0.15 m siguiendo las especificaciones del plano de planta, las compuerta de salida es de 0.50 x 0.40 y la compuerta de distribución es de 0.50 x 0.30m, cada compuerta será ubicada en dados de concreto de muros de 0.50 x 0.60 x 0.10m. en el caso de la línea de conducción, y de 0.4 x 0.5 x 0.10 m en el caso de la línea de distribución; para la correcta distribución del riego en el área beneficiaria.
- Se realizó el estudio de impacto ambiental siendo muy favorable para la zona, donde la bocatoma no alterara el flujo del agua del río y se determinó medidas de contingencia verificación de la fuente de origen del posible contaminante y tomar medidas de corrección adecuadas.
- Se realizó los metrados, costos unitarios y presupuesto, siendo el costo del proyecto propuesto de S/. 504,787.42 (quinientos cuatro mil setecientos ochenta y siete con cuarenta y dos nuevos soles).

CAPÍTULO VI:

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones a considerar para este proyecto son:

- Se recomienda que en el caso de no tener información hidrométrica (caudales) es necesario realizar in situ el aforo correspondiente.
- Antes de cualquier trabajo de campo es necesario coordinar con los pobladores y autoridades para realizar el trazo definitivo y ganarse la confianza para ingresar a la zona de estudio.
- Aplicar las normas de diseño a la zona de estudio.
- Aplicar procedimientos de diseño mediante hojas de cálculo o programas según se requiera.
- De los análisis de suelos (químicos) realizados a la muestra del suelo donde irá desplantada la cimentación y de la inspección de la zona en estudio se recomienda el uso de CEMENTO TIPO I.

CAPÍTULO VII:

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- LA BOCATOMA, ESTRUCTURA CLAVE EN UN PROYECTO DE APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO Dr.- Ing. Arturo Rocha Felices Consultor. Profesor Emérito de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- “ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA BOCATOMA DEL P.H. PASO ANCHO” (México) Autores: RAÚL DIAZ IBAÑEZ Año: 2015
- ESTRUCTURAS HIDRAULICAS ING. CIVIL “UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA” FACULTAD DE INGENIERIA E.A.P. ING. CIVIL BOCATOMA FLUVIAL ING. EDGAR GUSTAVO SPARROW ALAMO Docente: Edgar Sparrow
- Beltrán, A. (2012). Costos y Presupuestos. ITT.
- Buruca, E. E., Lazo, M. A., & Viera, V. A. (2009). Estudio de factibilidad técnica y económica para la captación de aguas superficiales en el cauce del rio loro de la ciudad de Jocoro, departamento de Morazan. SAN MIGUEL: UNIVERSIDAD DE ORIENTE.
- Cruzado, V. H., & Chavez, R. (1998). Mejoramiento del sistema de agua potable y alcantarillado de la localidad de Compin- distrito de Marmot. Trujillo: UPAO.
- Ministerio de Economía y finanzas. (2015). La Guía para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos de Saneamiento Básico en el Ámbito Rural, a Nivel de Perfil del Sistema Nacional de Inversión Pública. MEF.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. El Peruano.
- GASTELU, ELIPIO /CHAVEZ GOTARDO “Proyecto de Irrigación Wayllapampa” Tesis para optar título de Ing. Agrónomo. UNSCH – Ayacucho – 1,970.

CAPÍTULO VIII:

ANEXOS

• ANEXO N° 01

CUADRO RESUMEN				CUADRO GRÁFICOS				
ENCUESTA: NIVEL DE ACEPTACIÓN DEL SERVICIO DE AGUA				ENCUESTA: NIVEL DE ACEPTACIÓN DEL SERVICIO DE AGUA				
	SI	NO	S/O					
¿CUENTAS CON EL SERVICIO DE AGUA EN TU CASA?	27	23	0	<p>¿CUENTAS CON EL SERVICIO DE AGUA EN TU CASA?</p> <p>54% SI, 46% NO</p>				
	CONTINUO	POR HORAS						
¿EL SERVICIO DE AGUA ES CONTINUO O POR HORARIOS?	18	32	0	<p>¿EL SERVICIO DE AGUA ES CONTINUO O POR HORARIOS?</p> <p>36% CONTINUO, 64% POR HORAS</p>				
	SI	NO						
¿EXISTE CISTERNAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA?	41	9	0	<p>¿EXISTE CISTERNAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA?</p> <p>82% SI, 18% NO</p>				
ENCUESTA: NIVEL DE ACEPTACIÓN DEL SERVICIO DE AGUA				ENCUESTA: NIVEL DE ACEPTACIÓN DEL SERVICIO DE AGUA				
	SI	NO						
¿UTILIZAS DEPOSITOS PARA ALMACENAR AGUA?	40	10	0	<p>¿UTILIZAS DEPOSITOS PARA ALMACENAR AGUA?</p> <p>80% SI, 20% NO</p>				
	SI	NO						
¿CREES QUE TU CENTRO POBLADO NECESITA UN NUEVO SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA?	46	4	0	<p>¿CREES QUE TU CENTRO POBLADO NECESITA UN NUEVO SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA?</p> <p>92% SI, 8% NO</p>				
	BUENO	REGULAR	MALO					
¿CUÁL ES EL NIVEL QUE LE DAS A TU CRITERIO EL SERVICIO DE AGUA?	4	12	34	<p>¿CUÁL ES EL NIVEL QUE LE DAS A TU CRITERIO EL SERVICIO DE AGUA?</p> <p>8% BUENO, 24% REGULAR, 68% MALO</p>				
TOTAL	176	90	34	300				

Fuente: Elaboración Propia

▪ ANEXO N° 02

CUADRO N° 1.3

PROYECCIÓN QUINQUENAL DE LA POBLACIÓN URBANA Y RURAL DEL PERÍODO 1990-2025
(Criterio de Urbanización: 2000 y más habitantes)

Año	Población Total	Población Urbana		Población Rural
	Número ^{a/}	Porc. Urbano	Número	Número ^{b/}
1990	21764515	61,48	13379811	8384704
1993	23073150	63,51	14654182	8418968
1995	23926300	64,84	15514678	8411622
2000	25983588	68,07	17687119	8296469
2005	27810540	71,13	19782408	8028132
2007	28481901	72,31	20594600	7887301
2010	29461933	74,01	21805837	7656096
2015	31151643	76,7	23893654	7257989
2020	32824358	79,19	25993220	6831138
2025	34412393	81,48	28037517	6374876

a/ Población Total estimada por el Método de Componentes. Tomado de Boletín Demográfico N° 36

b/ Diferencia entre la Población Total y Urbana Proyectada

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática